

UNIVERSIDAD POLITECNICA SALESIANA

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

**DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE
LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL
SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE
PICHINCHA.**

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL

JUAN CARLOS QUILUMBA CHACHAPOYA

JHONNY FERNANDO QUINTANA OSEJO

DIRECTOR: INGENIERO CARLOS GARZON

QUITO, JULIO DEL 2012

DECLARACIÓN

Nosotros JUAN CARLOS QUILUMBA CHACHAPOYA y JHONNY FERNANDO QUINTANA OSEJO, declaramos que el trabajo aquí desarrollado es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Universidad Politécnica Salesiana, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por las normas institucionales vigentes.

JUAN CARLOS
QUILUMBA CHACHAPOYA

JHONNY FERNANDO
QUINTANA OSEJO

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por JUAN CARLOS QUILUMBA CHACHAPOYA y JHONNY FERNANDO QUINTANA OSEJO, bajo mi supervisión y que cumple condiciones básicas de un proyecto de Ingeniería Civil.

ING. CARLOS GARZON

ABSTRACTO

El presente trabajo de tesis contiene el estudio del DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA. El cual aporta una solución al conflictivo problema vial en ese sector, el que a su vez contribuye a mejorar la calidad de vida y el desarrollo de la ciudad.

Se presenta dos alternativas: La primera corresponde al Diseño Estructural en Hormigón que contiene superestructura con vigas, pila, estribos y muros de hormigón armado y la segunda corresponde a un Diseño estructural en Acero que comprende de superestructura de hormigón con vigas metálicas, estribos, muros de hormigón armado; para la cual se utilizó el código AASHTO 2002 (American Association of State Highway Officials), y el código ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE).

Adicionalmente y como parte fundamental se incluye un Estudio de Impacto Ambiental considerando todos los parámetros exigidos en el marco legal ambiental vigente en el Distrito Metropolitano de Quito

Al finalizar se presentan las conclusiones y recomendaciones que son producto del desarrollo del presente proyecto y que contemplan la comparación técnico económico de las dos alternativas propuestas.

DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado a toda mi gran familia, mi padre JUAN QUILUMBA, que con sus fortaleza y humildad a podido dar los mejores consejos para la culminación de mi profesión, mi madre CARMEN CHACHAPOYA por su ternura, a mis queridos hijos Gloria Margoth, Aydee Estefanía y Juan Bernardo que son y serán mi inspiración para llegar al objetivo y a mi primo Patricio Santafé que siempre estaba en la planificación de mi vida, y la confianza que tuvo en mi.

Juan Carlos Quilumba Chachapoya

AGRADECIMIENTO

Primeramente dar las gracias a DIOS, a mis padres que siempre han confiado y me han apoyado en mi meta más importante, a mi querida esposa Gloria Soledad que siempre ha sido mi puntal cuando he desmayado y ha estado para dar el empuje necesario.

A mis queridos amigos, y a nuestra gloriosa Universidad Politécnica Salesiana y no podía dejar de lado a nuestros catedráticos quien a través de sus enseñanzas y experiencias han generado una visión de grandeza en nuestra profesión, de manera muy especial a las personas:

Ingeniero Carlos Garzón Director de tesis

Ingeniero Iván Calero Decano de la Carrera

Ingeniero Fernando Ulloa.

Por sus enseñanzas y paciencia

Gracias

Juan Carlos Quilumba Chachapoya

AGRADECIMIENTO.

A Dios por ser mi fortaleza y mí refugio durante los múltiples momentos difíciles, a mis queridos padres Luis y Pilar que con su ejemplo de constancia, lucha y perseverancia me enseñaron que no existe reto inalcanzable, a mi hermana katty y su familia por adoptarme como un hijo mas y apoyarme durante gran parte de este periplo, a mi hermano Mauricio y su familia por sus oportunos consejos y frases de aliento; al Ing. Carlos Garzón por brindarnos su tiempo, experiencia y conocimiento para la cristalización de este estudio; al Ing. Iván Calero y a todo el equipo de Docentes de la Carrera de Ingeniería Civil por contribuir en mi formación y en especial al Ing. Fernando Ulloa por su apoyo constante para la consecución final de mi formación profesional.

Jhonny Fernando Quintana Osejo

DEDICATORIA.

*A mis padres Luis y Pilar, hermanos
Katty y Mauricio por su apoyo
incondicional y desinteresado, porque
este logro no es solo mío sino el reflejo
de todo su esfuerzo. Gracias!*

A Paulita, por ser la luz de mis ojos.

.

Jhonny Fernando Quintana Osejo.

Porque la Constancia alcanza, lo que la dicha no da.

CONTENIDO

CAPITULO I		1
1.	GENERALIDADES	1
1.1.	ANTECEDENTES DEL PROYECTO	1
1.2.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.3.	FUENTE DEL PROBLEMA	2
1.4.	FORMULACION DEL PROBLEMA	2
1.5.	JUSTIFICACION	2
1.6.	UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	3
1.6.1.	UBICACIÓN GEOGRAFICA	3
1.7.	OBJETIVO GENERAL:	5
1.8.	OBJETIVOS ESPECIFICOS:	5
1.9.	ALCANCE DEL ESTUDIO	6
1.10.	MARCO TEÓRICO	6
1.11.	MARCO METODOLOGICO	8
1.11.1.	RECOPIACION DE LA INFORMACION EXISTENTE	8
1.11.2.	TRABAJO DE CAMPO	8
1.11.2.1.	Estudios Topográficos	8
1.11.2.2.	Estudios Geológicos y Geotécnicos	9
1.11.3.	TRABAJO DE OFICINA	10
1.11.3.1.	Diseño Geométrico del Paso Elevado	10
1.11.3.2.	Diseño Estructural	10
1.11.3.3.	Diseño de obras complementarias y de protección	11
1.11.3.4.	Estudio de Impacto Ambiental	11
1.11.3.4.1.	<i>Metodología del Estudio de Impacto Ambiental</i>	11
CAPITULO II		12
2.	ESTUDIOS PRELIMINARES	12
2.1.	ESTUDIO DE TRÁFICO	12
2.2.	TRAFICO ACTUAL Y FUTURO	13
2.2.1.	ESTACIONES DE CONTEO	13
2.2.2.	TIPOS DE VEHICULOS	14
2.2.3.	INDICES DE CRECIMIENTO VEHICULAR	15
2.2.4.	DETERMINACION DEL TPDA	16
2.2.4.1.	Proyección del tráfico	23
2.2.5.	TRAFICO GENERADO, TRAFICO ATRAIDO	25
2.2.5.1.	Trafico Generado	25
2.2.5.2.	Trafico Atraído o Desarrollado	25
2.2.5.3.	TPDA Proyectado	26
2.2.5.3.1.	<i>Clasificación de la vía</i>	28
2.3.	ANALISIS DE RESULTADOS	29
2.4.	ESTUDIO GALIBO VEHICULAR	30
2.4.1.	CONSIDERACION FUNCIONALES	30
2.4.2.	DETERMINACIÓN DEL GÁLIBO DEL PUENTE	30
2.5.	ESTUDIO TOPOGRAFICOS	32
2.5.1.	UBICACIÓN	32
2.5.2.	ASPECTOS TOPOGRAFICOS	33
2.6.	ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTECNICOS	39
2.6.1.	INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS	39
2.6.2.	GEOLOGIA GENERAL	39

2.6.2.1.	Características Geomorfológicas	40
2.6.2.2.	Geología Estructural y Tectónica	40
2.6.2.3.	Tipo de Suelo	41
2.6.2.4.	Riesgos Naturales	41
2.6.2.5.	Fuentes de Material de Construcción	43
2.6.3.	ESTUDIOS DE SUELOS	44
2.6.3.1.	Estudio en Situ	44
2.6.3.2.	Descripción de los Materiales Encontrados en las 7 perforaciones	47
2.6.3.3.	Nivel Freático	48
2.6.4.	TIPO DE CIMENTACION	49
2.6.4.1.	Cálculo de la Capacidad de carga de los pilotes	51
2.6.4.2.	Capacidad de carga del pilote, según el informe de la Universidad Politécnica Salesiana	52
2.6.4.3.	Cotas y resistencia de diseño de pilote, según el informe de la Universidad Politécnica Salesiana	54
2.6.5.	AMPLIACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE	55
2.6.5.1.	Cotas y resistencia de diseño del pilote	56
2.6.6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	60
CAPITULO III		64
3.	PRIMERA ALTERNATIVA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN	64
3.1.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	64
3.1.1.	SUPERESTRUCTURA	64
3.1.2.	INFRAESTRUCTURA	64
3.2.	NORMAS DE DISEÑO: AASHTO STANDAR 2002	65
3.2.1.	ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO	65
3.3.	DATOS GENERALES	66
3.3.1.	SUPERESTRUCTURA	66
3.3.2.	INFRAESTRUCTURA.	67
3.3.2.1.	Estribos	67
3.3.2.2.	Pila	67
3.3.2.3.	Muros de acceso	68
3.4.	DATOS PARTICULARES	69
3.4.1.	GEOMETRIA DEL PUENTE	69
3.4.2.	MATERIALES	69
3.4.3.	NORMAS DE DISEÑO	70
3.5.	DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES	70
3.5.1.	ARMADO DE PROTECCIONES LATERALES	76
3.6.	CARGAS POSTERIORES	76
3.7.	CÁLCULO DE TABLERO	78
3.7.1.	CARGA MUERTA: VOLADIZO - TRAMO	79
3.7.2.	CARGA VIVA: VOLADIZO: POSICIÓN NORMAL Y ACCIDENTAL	81
3.7.3.	MOMENTOS ÚLTIMO DE DISEÑO	82
3.7.4.	ARMADURAS	83
3.8.	CÁLCULO DE VIGAS	89
3.8.1.	DATOS INICIALES PARA DISEÑO	89
3.8.2.	CARGAS	90
3.8.2.1.	Carga muerta	90
3.8.2.2.	Carga viva	91
3.8.3.	DISEÑO A FLEXIÓN Y CORTE	93
3.8.3.1.	Corte y Momentos de carga viva + impacto por viga	93

3.8.3.2.	Cortes y Momentos carga muerta, carga viva + impacto y últimos	96
3.8.3.3.	Armadura a Flexión	96
3.8.3.4.	Armadura a Corte	99
3.8.3.5.	Armaduras en caras	100
3.8.4.	CALCULO DE DIAFRAGMAS	100
3.8.4.1.	Cargas y momentos (carga muerta)	100
3.8.4.2.	Cargas y momentos (carga viva)	102
3.8.4.3.	Flexión	103
3.8.4.4.	Corte	104
3.8.5.	ESTIMACION DE DEFLEXIONES	105
3.8.5.1.	Con Inercia Efectiva	105
3.8.5.2.	Camber	111
3.8.6.	AGRIETAMIENTO	112
3.8.7.	CALCULO DE LOS APOYOS ELASTOMERICOS	117
3.8.7.1.	Generalidades	117
3.8.7.2.	Diseño de los apoyos	117
3.8.7.2.1.	<i>Apoyos elastómericos reforzados</i>	117
3.9.	INFRAESTRUCTURA	127
3.9.1.	PILA	127
3.9.1.1.	Geometría	127
3.9.1.2.	Cargas	132
3.9.1.2.1.	<i>Carga muerta</i>	132
3.9.1.2.2.	<i>Carga viva</i>	132
3.9.1.2.3.	<i>Presion de tierras</i>	133
3.9.1.2.4.	<i>Sismo</i>	133
3.9.1.3.	Estudio de estabilidad	137
3.9.1.3.1.	<i>Factores de seguridad Caso 1</i>	137
3.9.1.3.2.	<i>Factores de seguridad Caso 4</i>	139
3.9.1.4.	Resultado de las solicitaciones	141
3.9.1.5.	Esfuerzos admisibles	142
3.9.1.6.	Análisis sentido transversal	142
3.9.1.6.1.	<i>Geometria y cargas</i>	142
3.9.1.7.	Pilotes	146
3.9.1.7.1.	<i>Propiedades geométricas del grupo de pilotes</i>	147
3.9.1.7.2.	<i>Cargas en los pilotes</i>	149
3.9.1.8.	Diseño	151
3.9.1.8.1.	<i>Cimentacion (dedo)</i>	151
3.9.1.8.2.	<i>Cimentacion (talón)</i>	156
3.9.1.8.3.	<i>Diseño sentido longitudinal</i>	160
3.9.1.8.4.	<i>Diseño columnas</i>	163
3.9.1.8.5.	<i>Diseño viga cabezal</i>	171
3.9.1.8.6.	<i>Diseño viga Arriostramiento</i>	173
3.9.1.8.7.	<i>Diseño traba antisísmica</i>	175
3.9.1.8.8.	<i>Diseño de pilotes</i>	180
3.9.2.	ESTRIBO	184
3.9.2.1.	Geometría	184
3.9.2.2.	Cargas	187
3.9.2.2.1.	<i>Carga muerta</i>	187
3.9.2.2.2.	<i>Carga viva</i>	188
3.9.2.2.3.	<i>Fuerza de frenado</i>	190

3.9.2.2.4.	<i>Presión de tierras</i>	191
3.9.2.2.5.	<i>Presión de tierras</i>	193
3.9.2.3.	Estudio de estabilidad	196
3.9.2.3.1.	<i>Factores de seguridad Caso 1</i>	197
3.9.2.3.2.	<i>Factores de seguridad Caso 4</i>	199
3.9.2.4.	Resultado de las solicitaciones	200
3.9.2.5.	Esfuerzos admisibles	201
3.9.2.6.	Pilotes	202
3.9.2.6.1.	<i>Propiedades geométricas del grupo de pilotes</i>	202
3.9.2.6.2.	<i>Carga en los pilotes</i>	204
3.9.2.7.	Diseño	206
3.9.2.7.1.	<i>Cimentación (dedo)</i>	206
3.9.2.7.2.	<i>Cimentación (talón)</i>	211
3.9.2.7.3.	<i>Diseño cuerpo</i>	216
3.9.2.8.	Pantallas	223
3.9.2.8.1.	<i>Pantalla superior</i>	223
3.9.2.8.2.	<i>Pantalla lateral</i>	225
3.9.2.9.	Traba antisísmica	226
3.9.2.10.	Diseño de pilote	231
3.9.2.10.1.	<i>Chequeo del punzonamiento en la zapata</i>	233
3.9.3.	MUROS DE ACCESOS	235
3.9.3.1.	Geometría	235
3.9.3.2.	Cargas	239
3.9.3.2.1.	<i>Carga muerta</i>	239
3.9.3.2.2.	<i>Presión de tierras</i>	239
3.9.3.2.3.	<i>Sismo</i>	241
3.9.3.3.	Resultado de las solicitaciones	245
3.9.3.4.	Esfuerzos admisibles	246
3.9.3.5.	Pilotes	246
3.9.3.5.1.	<i>Propiedades geométricas del grupo de pilotes</i>	247
3.9.3.5.2.	<i>Cargas en los pilotes</i>	249
3.9.3.6.	Diseño	251
3.9.3.6.1.	<i>Cimentación (dedo)</i>	251
3.9.3.6.2.	<i>Diseño cuerpo</i>	254
3.9.3.7.	Diseño del pilote	261
3.9.3.7.1.	<i>Chequeo del punzonamiento en la zapata</i>	263
3.10	SISTEMA DE DRENAJE	265
3.10.1.	Drenaje del Estribo	265
3.10.2.	Drenaje de Tableros	265
CAPITULO IV		267
4.		267
	SEGUNDA ALTERNATIVA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO	
4.1.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	267
4.1.1.	SUPERESTRUCTURA	267
4.2.	SOBRECARGA: TREN DE CARGA O CARGA EQUIVALENTE	267
4.3.	NORMAS DE DISEÑO: AASHTO STANDAR 2002	274
4.3.1.	ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO	275
4.3.2.	ESTRUCTURAS DE ACERO ESTRUCTURAL	275
4.4.	ESFUERZOS ADMISIBLES	276
4.5.	DATOS GENERALES	277

4.5.1.	SUPERESTRUCTURA	277
4.5.2.	GEOMETRIA DEL PUENTE	279
4.5.3.	MATERIALES	279
4.6.	DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES	280
4.6.1.	ARMADO DE PROTECCIONES LATERALES	291
4.7.	CARGAS POSTERIORES	292
4.8.	CALCULO DE TABLERO	294
4.8.1.	SECCION TRANSVERSAL	294
4.8.2.	CARGA MUERTA: VOLADIZO - TRAMO	296
4.8.3.	CARGA VIVA	298
4.8.4.	MOMENTO ÚLTIMO DE DISEÑO	300
4.8.5.	ARMADURAS	300
4.8.6.	JUNTA DE DILATACION	306
4.8.6.1.	Introducción.	306
4.8.6.2.	Determinación de alargamiento o acortamiento por temperatura	306
4.9.	CALCULO DE VIGAS	308
4.9.1.	DATOS INICIALES PARA DISEÑO	308
4.9.2.	CARGAS	308
4.9.2.1.	Carga muerta viga interior	308
4.9.2.2.	Carga muerta viga exterior	309
4.9.2.3.	Carga viva	309
4.9.2.4.	Verificación para decidir que viga se va a calcular	310
4.9.2.5.	Cargas posteriores	311
4.9.2.6.	Cargas de contracción y temperatura	311
4.9.3.	DISEÑO A FLEXION	312
4.9.3.1.	Momentos de carga muerta, posteriores y viva + impacto	312
4.9.3.2.	Momentos de carga viva más impacto	312
4.9.3.3.	Momentos por contracción y temperatura	314
4.9.4.	DISEÑO A CORTE	315
4.9.4.1.	Distribución de Rigidizadores	315
4.9.4.2.	Cortes por cargas permanentes	316
4.9.4.3.	Cortes por carga viva más impacto	317
4.9.4.4.	Esfuerzos cortantes	318
4.9.5.	SECCIONES RESISTENTES.- PROPIEDADES GEOMETRICAS Y ESFUERZOS	319
4.9.5.1.	Ancho colaborante del tablero	319
4.9.5.2.	Sección metálica	320
4.9.5.3.	Sección 3n	324
4.9.5.4.	Sección n	326
4.9.5.5.	Esfuerzos en las secciones	326
4.9.5.6.	Chequeo de los esfuerzos	333
4.9.5.6.1.	<i>Chequeo de esfuerzos en el patín de compresión</i>	333
4.9.5.6.2.	<i>Chequeo de esfuerzos grupos I y IV</i>	335
4.9.5.6.3.	<i>Chequeo de esfuerzos cortante</i>	335
4.9.6.	RIGIDIZADORES	336
4.9.6.1.	Rigidizadores transversales intermedios	336
4.9.6.1.1.	<i>Chequeo</i>	336
4.9.6.1.2.	<i>Espaciamiento</i>	336
4.9.6.1.3.	<i>Ancho del rigidizador</i>	339
4.9.6.1.4.	<i>Espesor del rigidizador</i>	340

4.9.6.1.5.	<i>Área de rigidizador</i>	340
4.9.6.1.6.	<i>Inercia del rigidizador</i>	341
4.9.6.2.	Rigidizador longitudinal	342
4.9.6.2.1.	<i>Espesor del alma</i>	342
4.9.6.2.2.	<i>Rigidizador longitudinal</i>	343
4.9.6.3.	Rigidizador de apoyo	346
4.9.6.3.1.	<i>Ancho del rigidizador</i>	347
4.9.6.3.2.	<i>Espesor del rigidizador</i>	348
4.9.6.3.3.	<i>Propiedades geométricas</i>	348
4.9.6.3.4.	<i>Esfuerzos</i>	349
4.9.7.	ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR	350
4.9.7.1.	Especificaciones	350
4.9.7.2.	Carga de viento	350
4.9.7.3.	Superficie de influencia y fuerza	350
4.9.7.4.	Esfuerzos en la diagonal	352
4.9.7.5.	Conexión del arriostramiento inferior	354
4.9.8.	DIAFRAGMAS	355
4.9.8.1.	Introducción	355
4.9.8.2.	Esfuerzos	356
4.9.9.	CONECTORES DE CORTE	360
4.9.9.1.	Introducción	360
4.9.9.2.	Cálculos	364
4.9.9.2.1.	<i>Fatiga</i>	364
4.9.9.2.2.	<i>Comprobación por última resistencia</i>	368
4.9.10.	ESTIMACION DE DEFLEXIONES	370
4.9.10.1.	Introducción	370
4.9.10.2.	Cálculos	371
4.9.10.2.1.	<i>Deflexión por carga muerta</i>	372
4.9.10.2.2.	<i>Deflexión por cargas posteriores</i>	372
4.9.10.2.3.	<i>Deflexión por contracción y temperatura</i>	372
4.9.10.2.4.	<i>Deflexión total por cargas permanentes</i>	372
4.9.10.2.5.	<i>Camber o contraflecha</i>	372
4.9.10.2.6.	<i>Deflexión por carga viva más impacto</i>	373
4.9.11.	CONEXIONES REALIZADAS POR MEDIO DE SOLDADURA	376
4.9.11.1.	Introducción	376
4.9.11.2.	Unión alma - patín	379
4.9.11.2.1.	<i>Carga muerta</i>	380
4.9.11.2.2.	<i>Cargas posteriores</i>	380
4.9.11.2.3.	<i>Carga viva más impacto</i>	381
4.9.11.2.4.	<i>Esfuerzo rasante horizontal total</i>	381
4.9.11.2.5.	<i>Diseño de la soldadura de filete</i>	382
4.9.11.3.	Unión tramo: alma - rigidizador de apoyo	383
4.9.11.4.	Unión de tramo	383
4.9.11.5.	Unión de conectores de corte	383
4.9.12.	CALCULO DE LOS APOYOS ELASTOMERICOS	385
4.9.12.1.	Generalidades	385
4.9.12.2.	Diseño de los apoyos	388
4.9.12.2.1.	<i>Apoyos elastómericos reforzados</i>	388
4.10.	INFRAESTRUCTURA	395
4.10.1.	ESTRIBOS	395

4.10.2.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	395
4.10.2.1.	Geometría del estribo	396
4.10.2.2.	Cargas	399
4.10.2.2.1.	<i>Carga muerta</i>	399
4.10.2.2.2.	<i>Carga viva</i>	399
4.10.2.3.	Diseño del cuerpo	426
4.10.3.	DISEÑO DEL PILOTE	441
4.10.4.	PANTALLAS	445
4.10.4.1.1.	<i>Muros</i>	445
4.10.4.2.	Geometría de muros de acceso	446
4.10.4.3.	Diseño del cuerpo	473
4.10.5.	DISEÑO DEL PILOTE	481
4.11.	SISTEMA DE DRENAJE	485
4.11.1.	DRENAJE DEL ESTRIBO	485
4.11.2.	DRENAJE DE TABLEROS	485
CAPITULO V		487
5.	ANÁLISIS FINANCIERO COMPARATIVO	487
5.1.	INTRODUCCIÓN	487
5.2.	OBJETIVO	487
5.3.	RUBROS Y CANTIDADES DE OBRA	488
5.4.	PRECIOS UNITARIOS	488
5.5.	PRESUPUESTO ESTIMATIVO	488
5.6.	CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES	489
5.7.	METODO DE VALORACIÓN ECONÓMICA	489
5.8.	PARÁMETROS DE ANÁLISIS DEL PROYECTO	490
5.8.1.	COSTO DE OPERACIÓN VEHICULAR	491
5.8.2.	COSTOS ANUALES DE OPERACIÓN	494
5.9.	COSTOS DE CONSTRUCCIÓN	498
5.10.	COSTOS DEL PROYECTO	498
5.11.	BENEFICIOS DEL PROYECTO	500
5.12.	CÁLCULO DE LOS ÍNDICES DE EVALUACIÓN	503
5.13.	CONCLUSIONES.	505
CAPITULO VI		506
6.	COMPARACION TECNICO-ECONOMICO DE ALTERNATIVAS	506
6.1.	ALTERNATIVA TECNICA MÁS VIABLE	507
6.2.	ALTERNATIVA ECONOMICA MÁS VIABLE	507
CAPITULO VII		509
7.	IMPACTO AMBIENTAL	509
7.1.	ANTECEDENTES	509
7.2.	OBJETIVO	509
7.2.1.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL ESTUDIO:	509
7.3.	METODOLOGÍA	510
7.4.	MARCO LEGAL AMBIENTAL	510
7.5.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	513
7.5.1.	UBICACIÓN	513
7.5.2.	CARACTERISTICAS	513
7.5.3.	FASES DEL PROYECTO	514
7.5.3.1.	Diseño	514
7.5.3.2.	Construcción	514

7.5.3.3.	Operación	514
7.5.3.4.	Abandono	515
7.5.4.	AREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO	515
7.5.4.1.	Área de Influencia Directa	515
7.5.4.2.	Área de Influencia Indirecta	516
7.6.	DIAGNOSTICO DEL MEDIO AMBIENTE	517
7.6.1.	CARACTERIZACION DEL MEDIO AMBIENTE FÍSICO.	517
7.6.1.1.	Clima	517
7.6.1.2.	Geología y riesgos naturales	520
7.6.1.3.	Topografía	520
7.6.1.4.	Ruido	521
7.6.1.5.	Calidad del aire	522
7.6.2.	CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE BIOLÓGICO	524
7.6.3.	CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE HUMANO.	525
7.7.		528
	IDENTIFICACION Y CALIFICACION DE IMPACTOS AMBIENTALES	
7.7.1.	ACCIONES DEL PROYECTO	529
7.7.2.	METODOLOGIA DE EVALUACION	530
7.7.3.	IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES	530
7.7.4.	CALIFICACIÓN Y CUANTIFICACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES.	531
7.7.4.1.	Características de la importancia del impacto ambiental	531
7.7.4.2.	Categorías de los impactos ambientales	535
7.8.	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL	544
7.8.1.	MEDIDAS DE CONTROL Y PREVENCIÓN	544
7.8.1.1.	Prevención y Control de la Contaminación del Suelo	544
7.8.1.2.	Prevención y Control de la Contaminación del agua	545
7.8.1.3.	Prevención y Control de la Contaminación del aire	545
7.8.2.	MEDIDAS DE MITIGACIÓN	552
7.8.3.	PROGRAMA DE MANEJO DE RESIDUOS	552
7.8.4.	PLAN DE SEGURIDAD INDUSTRIAL Y SALUD OCUPACIONAL	554
7.8.4.1.	Señalización informativa y ambiental	553
7.8.4.2.	Mantenimiento de tránsito	555
7.8.4.3.	Equipo de protección personal	556
7.8.5.	PROGRAMA DE CONCIENSACIÓN AMBIENTAL	557
7.9.	PLAN DE MONITOREO AMBIENTAL	558
7.9.1.	ACTORES INVOLUCRADOS	558
7.9.2.	EJECUCIÓN, REVISIÓN Y ACEPTACIÓN	559
7.9.3.	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN Y RECHAZO	559
7.9.4.	MECANISMOS Y ESTRATEGIAS	559
7.9.5.	MONITOREO EN FASE OPERACIÓN	560
7.10.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	561
CAPITULO VIII		562
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	562
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	564
ANEXOS.		

CAPITULO I

1. GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES DEL PROYECTO

Ante la necesidad de la ciudad de Quito, para disminuir el conflicto de la congestión vehicular, que constituye uno de los problemas más graves que aquejan a la urbe, la Universidad Politécnica Salesiana desarrolló un convenio interinstitucional con la Administración Municipal Zona Quitumbe para realizar proyectos que mejoren la vialidad en esta zona.

Uno de los proyectos a ejecutarse dentro de este convenio fue la realización del diseño definitivo del paso elevado ubicado en la intersección de la Av. Escalón 1 y la Av. Maldonado, en el sector del Beaterio. Este proyecto según convenio fue realizado por los estudiantes de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica Salesiana, como trabajo de tesis, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los problemas actuales que aquejan a la ciudad por inadecuada infraestructura vial son múltiples generados en su mayoría por: la mala distribución de las rutas de transporte, ineficiente gestión administrativa, congestión vehicular, además por la poca atención de los organismos gubernamentales.

1.3. FUENTE DEL PROBLEMA

La explosión demográfica y el aumento de todas las necesidades básicas de la población, sumado a una mala planificación, han generado el colapso en múltiples servicios, siendo la más creciente preocupación la vialidad, prueba de esto es el caos vehicular generado en la ciudad.

La zona de mayor crecimiento y expansión de la urbe se encuentra en el sur debido a las condiciones topográficas, aumentando la necesidad de implementación de nuevas medidas para disminuir el tráfico vehicular.

1.4. FORMULACION DEL PROBLEMA

La falta de infraestructura vial dificulta la movilidad vehicular de la ciudad en especial desde el sector sur hasta los sectores centro y norte de la capital, debido a la falta de avenidas y la correcta disposición de intersecciones que agilicen el tránsito.

Por lo que fue necesario realizar el estudio definitivo del paso a desnivel en la intersección entre la Av. Escalón 1 y la Av. Maldonado, el mismo que permitirá que la movilidad vehicular del sur hacia varios lugares de la ciudad sea menos conflictiva, incrementando así la fluidez del tránsito

1.5. JUSTIFICACION

La ciudad de Quito siendo una de las más grandes y pobladas del Ecuador afronta múltiples problemas debido a su crecimiento acelerado, entre ellos uno de los más conflictivos es el del tráfico vehicular, a causa de sus condiciones topográficas y la falta de un sistema integral de vialidad.

La zona de mayor crecimiento y desarrollo es el sur de la urbe en donde se han presentado grandes proyectos de infraestructura como la creación de la

nueva terminal de Quitumbe que es una de las medidas adoptadas por el cabildo para aliviar en parte el problema señalado anteriormente.

Además, el MUNICIPIO DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO ha generado un programa llamado PLAN MACROVIAL TURUBAMBA, este plan contempla las llamadas avenidas Escalón 1, Escalón 2 y Escalón 3 que conectan desde la nueva vía Simón Bolívar hasta la nueva vía Occidental. Presentándose en las mismas la necesidad de desarrollar estudios para la construcción de pasos elevados en zonas donde se requiere este tipo de estructuras específicamente en las intersecciones con la Av. Maldonado.

El proyecto del paso elevado que se plantea se encuentra en la Avenida llamada Escalón 1 que tiene intersección con la Av. Maldonado; debido a que en este punto se presentaría una potencial zona de caos vehicular por lo cual la Administración Municipal Zona Quitumbe y la Universidad Politécnica Salesiana desarrollaron un convenio interinstitucional, en la que consta los estudios del paso elevado que constituyen una obra complementaria e indispensable para la eficiencia del sistema vial. Este proyecto ayudará a mejorar en parte el problema del tráfico en el sector, además servirá para el desarrollo de los habitantes de la zona y de toda la ciudad.

1.6. UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

1.6.1. UBICACIÓN GEOGRAFICA

El proyecto objeto de estudio está ubicado en:

PAÍS:	Ecuador
PROVINCIA:	Pichincha
CANTÓN:	Quito
PARROQUIA:	Guamaní

TABLA 1.1

PUNTOS DE REFERENCIACION

DESCRIPCION	NORTE (m)	ESTE (m)
INICIO	9965571.317	494956.45
FINAL	9965686.315	494739.83
REFERENCIAS		
DESCRIPCION	NORTE (m)	ESTE (m)
E 21 UPS	9965671.435	494733.996
E 22 UPS	9965723.893	494353.873
E 23 UPS	9965677.781	494184.234

Fuente: Elaboración Propia

FOTOGRAFIA 1.1

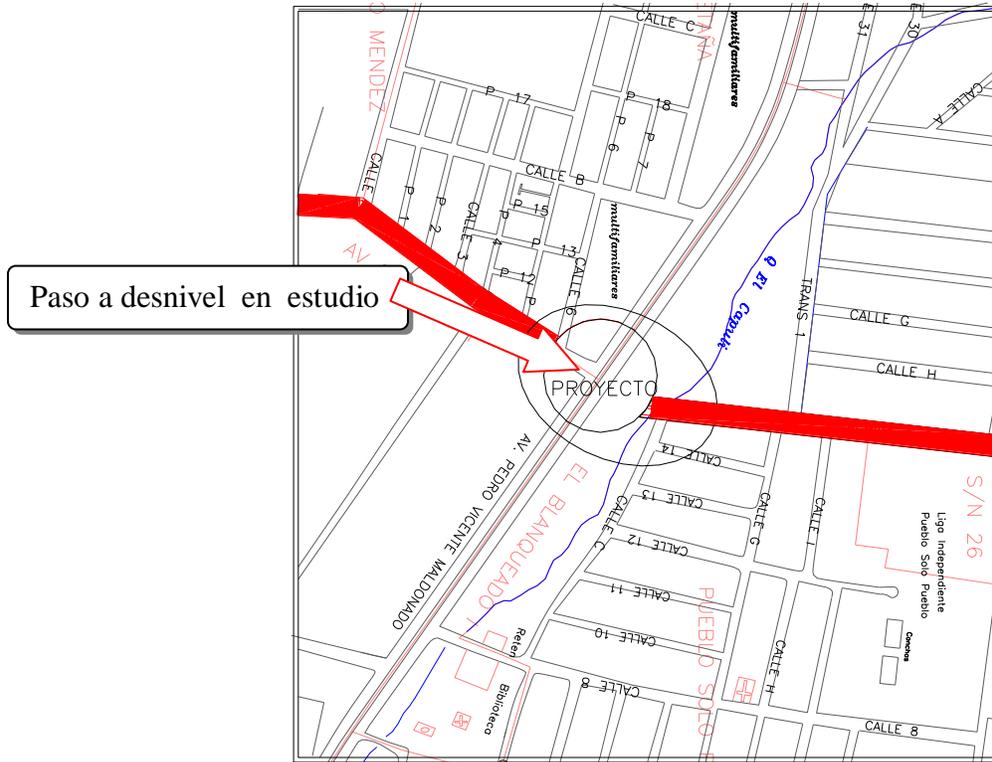
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO



Con respecto a la ciudad de Quito el proyecto estará localizado en el sur; en la intersección entre la Av. Escalón 1 y la AV. Maldonado.

GRAFICO 1.1

LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO



1.7. OBJETIVO GENERAL:

Determinar la alternativa más viable para la optimización de recursos dentro de la ejecución del estudio estructural, que sirva de base para la construcción del Paso a Desnivel en la Intersección entre la Av. Escalón 1 y la Av. Maldonado con sus respectivos accesos.

1.8. OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Obtener el diseño geométrico más adecuado, que cumpla con todas las condiciones en donde se va a implantar la estructura.

- Determinar la mejor alternativa estructural, considerando la optimización de recursos.
- Realizar el diseño estructural tomando en consideración el código AASHTO STANDAR.
- Realizar el análisis de costos.
- Estudiar los impactos que se produzcan por la implantación de la estructura.

1.9. ALCANCE DEL ESTUDIO

Los estudios y diseños a realizarse en este trabajo para la ejecución del proyecto “DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AV. ESCALON 1 Y LA AV. MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA”, son los siguientes:

- Topografía del sector
- Diseño geométrico
- Estudios geológicos – geotécnicos
- Diseño estructural
- Diseños de elementos complementarios,
- Especificaciones técnicas de construcción.
- Análisis financiero
- Estudio de impacto ambiental.

1.10. MARCO TEÓRICO

En el Ecuador para realizar el diseño de puentes se debe aplicar los códigos y manuales que se encuentran en vigencia en el Ministerio de Transporte y Obras Públicas y en el Distrito Metropolitano de Quito.

Este estudio requirió de información, la misma que se obtuvo de acuerdo a las siguientes investigaciones

- Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes del Ministerio de Transporte y Obras Públicas.
- Especificaciones del Municipio del Distrito Metropolitano de Quito.

En el diseño del paso a desnivel en determinados casos se utilizó fundamentos teóricos existentes en bibliografía extranjera y en publicaciones de diversos autores.

En este proyecto, en fase de diseño la parte más importante es el diseño estructural, la misma que contempla dos alternativas, en acero y hormigón, rigiéndose en la aplicación de normas y códigos teniendo en cuenta otros aspectos importantes como la estética. Por lo cual fue de vital importancia disponer de todos los estudios requeridos por el mismo; entre ellos los que proporcionarán los datos básicos e iniciales como son los topográficos y de suelos.

Además se tuvo en cuenta la afectación ambiental, por lo cual se identificó y evaluó los impactos ambientales positivos y negativos generados por el proyecto, a fin de elaborar un plan de manejo que con un conjunto de medidas permita compensar, mitigar y reducir al máximo los efectos negativos y maximizar los impactos positivos, generados por su construcción, operación y mantenimiento.

Los objetivos de esta fase comprenden:

- Describir y evaluar la situación actual del entorno físico, biológico y socioeconómico del área de influencia del sitio donde se implantará el nuevo puente.
- Valorar la magnitud e importancia de los impactos, a fin de prevenir y evitar riesgos que pongan en peligro a las actividades del sector, pobladores y tránsito existente en la vía.

1.11. MARCO METODOLOGICO

El proyecto, incluye todos los estudios indicados, los cuales fueron realizados con la ayuda de herramientas y metodologías de acuerdo a las exigencias pertinentes

El proyecto comprendió las siguientes etapas definidas así:

- Recopilación de la información existente
- Trabajo de Campo
- Trabajo de Oficina.

1.11.1. RECOPIACION DE LA INFORMACION EXISTENTE

En esta fase se buscó toda la información disponible referente al ámbito relacionado con el proyecto:

- Captación de información de entidades públicas del distrito Metropolitano
 - Estudios topográficos.
 - Estudios geológicos y geotécnicos
 - Estudios de tráfico.
- Recopilación de normas de diseño pertinentes

1.11.2. TRABAJO DE CAMPO

1.11.2.1. Estudios Topográficos

Dentro del trabajo de campo se programó la realización de un análisis Topográfico integro de la zona donde se implantará la estructura, el mismo que proporcionó la información inicial, para el diseño del paso a desnivel. Para lo cual se realizó un levantamiento planimétrico y altimétrico detallado de la zona de implantación. (Ver Anexo 1.11.1)

Este estudio se realizó con instrumentos topográficos, los cuales fueron comprobados y calibrados con anterioridad de acuerdo al cronograma de trabajo.

- Partiendo del diseño horizontal realizado en el proyecto vial en la zona se realizó un estudio topográfico a detalle para la implantación de la estructura en estudio.
- Entre las herramientas de análisis para este Proyecto se utilizarán los siguientes sistemas de Información geográfica:
 - Cartas catastrales para la identificación de bordes de quebrada, para la identificación de zonas de afectación y/o expropiación

1.11.2.2. Estudios Geológicos y Geotécnicos

Los estudios geológicos y geotécnicos son de suma importancia para el diseño de toda obra de Ingeniería Civil, estos nos brindan las condiciones y restricciones que puede tener el terreno en estudio y permiten adoptar los parámetros adecuados para el correcto diseño del proyecto. La Investigación de las áreas correspondientes a las fundaciones de los puentes se realizó con el objeto de definir la capacidad portante del suelo, para recomendar el tipo y la profundidad de las cimentaciones y las presiones admisibles del suelo. Se analizaron los siguientes aspectos:

a) Geología de la zona.

- Morfología.
- Estratigrafía y Litología.

b) Características geotécnicas generales.

- Clasificación cualitativa de los suelos.

- Evaluación del terreno como cimiento.
 - Problemas geotécnicos de la zona.
- c) Estudio de materiales.
- Descripción geológica general.

1.11.3. TRABAJO DE OFICINA

1.11.3.1. Diseño Geométrico del Paso Elevado

Se realizó con la información obtenida en el estudio topográfico y se enfocará en la implantación de la estructura, para ello se utilizó las Especificaciones MOP 2003 en lo referente a Normas de diseño Geométrico.

1.11.3.2. Diseño Estructural

Esta etapa se desarrolló de la siguiente manera:

Primera alternativa diseño estructural en hormigón.

En esta etapa se diseñó la estructura con la aplicación de normas de diseño:

- AASHTO STANDAR AL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES 2002

Segunda alternativa diseño estructural en acero

En esta etapa se diseñó la estructura con la aplicación de normas de diseño

- AASHTO STANDAR AL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES 2002.

- AASHTO / AWS D1.5M/D1.5: 2002; CÓDIGO DE SOLDADURA PUENTE

1.11.3.3. Diseño de obras complementarias y de protección

Se efectuó el diseño de todas las obras que contribuyan a la seguridad y correcto funcionamiento del proyecto, de acuerdo a las normas de diseño.

1.11.3.4. Estudio de Impacto Ambiental

1.11.3.4.1. Metodología del Estudio de Impacto Ambiental

La realización del presente estudio tuvo dos fases claramente definidas:

- Fase de campo, que permitió a través de recorridos reconocer el área del proyecto y levantar información primaria. Dentro de esta misma fase se incluyó el levantamiento de información secundaria. El levantamiento de esta información permitió elaborar la Línea de Base (Diagnóstico Ambiental) en los componentes físico, biótico y humano.
- Fase de oficina, que permitió procesar la información recabada en la fase anterior y elaborar el estudio de impacto ambiental. El Estudio de Impacto Ambiental (EIA) se rigió de acuerdo al Marco legal Ambiental vigente en nuestro país.

CAPITULO II

2. ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1. ESTUDIO DE TRÁFICO

El presente estudio de tráfico nos proporciona una estadística del número de vehículos que utilizara la Av. Escalón 1, y por ende en nuestro proyecto “DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AV. ESCALON 1 Y LA AV. MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA”, entonces la obra se diseñara para satisfacer las necesidades de esta cantidad de vehículos. El tráfico determinará el tipo de avenida y la importancia del proyecto en mención, esto está en función del Tráfico Promedio Diario Anual que es la unidad de medida del trafico y cuya abreviatura es (T.P.D.A.), y se obtiene mediante el conteo de vehículos.

El T.P.D.A; afecta directamente a las características de diseño geométrico, que existe en ese lugar, con la información del conteo se debe determinar el tráfico actual (volúmenes y tipos de vehículos).

Cabe mencionar que para el proyecto DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AV. ESCALON 1 Y LA AV. MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA, no es necesario los datos del TPDA para el diseño de la infra, superestructura o muros, ya que con estos datos se determinara la importancia de la avenida.

2.2. TRAFICO ACTUAL Y FUTURO

2.2.1. ESTACIONES DE CONTEO

El objetivo de las estaciones de conteo es para determinar el volumen de tráfico en los diferentes tramos de la avenida y vías cercanas al proyecto, se utilizan como fuentes, los datos obtenidos del conteo por parte del MUNICIPIO DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO.

Existe dos tipos de conteos que son las siguientes:

Manuales: Son irremplazables por proporcionarnos información sobre la composición del tráfico y los giros en intersecciones de las que mucho depende el diseño geométrico de la vía.

Automáticos: Permiten conocer el volumen total del tráfico. Siempre deben ir acompañados de conteos manuales para establecer la composición del tráfico.

Los equipos de conteo automático debe estar muy bien calibrado, ya que cuentan pares de ejes (por cada dos impulsos registran un vehículo).

Las estaciones de conteo para el proyecto son los siguientes:

- E1 Beaterio,
- E2 entrada Ecuatoriana.
- E3 Moran Valverde

Estas tuvieron una duración de 13 horas, iniciando a las 7H00 am y finalizando a las 20H00 pm se tomo en cuentas que el tráfico nocturno en las estaciones no es significativo en relación a las tomadas en el transcurso del día.

TABLA 2.1

ESTACION DE CONTEO

ESTACION	UBICACION	SENTIDO
N° 1	Pedro Vicente Maldonado - Beaterio	Este – Oeste
		Oeste - Este
N° 2	Pedro Vicente Maldonado - Ecuatoriana	Este – Oeste
		Oeste - Este
N° 3	Teniente Hugo Ortiz – Moran Valverde	Este – Oeste
		Oeste - Este

Fuente: Municipio

2.2.2. TIPOS DE VEHICULOS

De los conteos obtenidos por parte del MUNICIPIO DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO (MDMQ) se obtiene la clasificación de los diferentes tipos de vehículos, en livianos, buses y camiones de 2, 3 y mas ejes, que están en la siguiente tabla.

TABLA 2.2

TIPOS DE VEHICULOS

Automóviles
Buses
Camiones
2 ejes
3 ejes
Más de 3 ejes

Fuente: Municipio

2.2.3. INDICES DE CRECIMIENTO VEHICULAR

En el país, la información acerca de la tendencia histórica del crecimiento del tráfico data solo a partir de 1963 y prácticamente se carece de datos con respecto a la utilización de los vehículos automotores (vehículos-kilómetro). Se estima que para el Ecuador, los indicadores más convenientes para determinar las tendencias a largo plazo sobre el crecimiento de tráfico, están dados por las tasas de crecimiento observadas en el pasado, respecto al consumo de gasolina y diesel, así como respecto a la información del parque automotor.

En base a estas tendencias históricas, especialmente del consumo total de combustibles, de la aplicación del concepto de la elasticidad de la demanda de transporte y del crecimiento del producto interno bruto (PIB) y de la población, se establecen en forma aproximada y generalizada para nuestro país, las siguientes tasas de crecimiento de tráfico:

TABLA 2.3

TASAS DE CRECIMIENTO DE TRÁFICO

TIPO DE VEHICULO	PORCENTAJE
General	5.0

Fuente: Municipio

Del cuadro anterior el índice de crecimiento vehicular será 5.0 %, basado en el hecho de que en la Av. Escalón 1 se desarrolla un tráfico bastante considerable de camiones de gran capacidad de carga, entonces el proyecto será directamente afectada por su circulación.

2.2.4. DETERMINACION DEL TPDA

ANEXO 2.1

CONTEO CLASIFICADO DE TRANSITO

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AV. ESCALON 1 Y LA AV. MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

CIUDAD: QUITO **DIA DE LA SEMANA** Martes 26 de Enero de 2010
PROVINCIA: Pichincha **ESTACION:** 1
DURACION DEL CONTEO: 13 **UBICACIÓN:** Maldonado - Beaterio
CALZADA: IZQUIERDA **REALIZADO POR:** IMQ
FECHA: PROYECCION 2011

HORAS	VEHICULOS LIVIANOS 	BUSES 		PESADOS 			TOTAL	Vehiculo Liviano Equivalente
		2 EJES	3 EJES	2 EJES	3 EJES	Mas de 3 E		

7	8	384.48	14.72	-	90.18	-	-	489.38	617.00
8	9	467.25	23.92	-	85.17	-	-	576.34	707.00
9	10	323.07	20.24	-	76.82	-	-	420.13	536.00
10	11	264.33	16.56	-	70.14	-	-	351.03	455.00
11	12	293.70	12.88	-	73.48	-	-	380.06	485.00
12	13	256.32	12.88	-	91.85	-	-	361.05	489.00
13	14	216.27	25.76	-	81.83	-	-	323.86	452.00
14	15	253.65	22.08	-	76.82	-	-	352.55	471.00
15	16	218.94	9.20	-	81.83	-	-	309.97	421.00
16	17	205.59	23.92	-	76.82	-	-	306.33	426.00
17	18	232.29	33.12	-	63.46	-	-	328.87	441.00
18	19	328.41	34.96	-	80.16	-	-	443.53	579.00
19	20	-	-	-	-	-	-	-	-
Suman		3 444.30	250.24	-	948.56	-	-	4 643.10	6 079.00
Max de día		467.25	34.96	-	91.85	-	-	576.34	707.00
Prom 7 a 20		264.95	19.25	-	72.97	-	-	357.16	467.62

467 MAXIMO VOLUMEN VEHICULAR

Factor de incremento 1%	
LIVIANO	2.67
BUS	1.84
CAMION 2 EJES	1.67

Fuente: Municipio

ANEXO 2.2

CONTEO CLASIFICADO DE TRANSITO

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AV. ESCALON 1 Y LA AV. MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

CIUDAD: QUITO **DIA DE LA SEMANA** Martes 26 de Enero de 2010
PROVINCIA: Pichincha **ESTACION:** 1
DURACION DEL CONTEO: 13 **UBICACIÓN:** Maldonado - Beaterio
CALZADA: DERECHA **REALIZADO POR:** IMQ
FECHA: PROYECCION 2011

HORAS	VEHICULOS LIVIANOS 	BUSES 		PESADOS 			TOTAL	Vehiculo Liviano Equivalente
		2 EJES	3 EJES	2 EJES	3 EJES	Mas de 3 E		

7	8	355.11	18.40	-	98.53	-	-	472.04	614.00
8	9	507.30	31.28	-	100.20	-	-	638.78	795.00
9	10	328.41	27.60	-	86.84	-	-	442.85	579.00
10	11	253.65	20.24	-	60.12	-	-	334.01	429.00
11	12	245.64	14.72	-	80.16	-	-	340.52	455.00
12	13	232.29	20.24	-	98.53	-	-	351.06	494.00
13	14	205.59	25.76	-	88.51	-	-	319.86	456.00
14	15	218.94	16.56	-	88.51	-	-	324.01	451.00
15	16	213.60	18.40	-	85.17	-	-	317.17	442.00
16	17	280.35	23.92	-	93.52	-	-	397.79	539.00
17	18	317.73	25.76	-	65.13	-	-	408.62	516.00
18	19	416.52	18.40	-	90.18	-	-	525.10	656.00
19	20	-	-	-	-	-	-	-	-
Suman		3 575.13	261.28	-	1 035.40	-	-	4 871.81	6 426.00
Max de día		507.30	31.28	-	100.20	-	-	638.78	795.00
Prom 7 a 20		275.01	20.10	-	79.65	-	-	374.75	494.31

507 MAXIMO VOLUMEN VEHICULAR

Factor de incremento 1%	
LIVIANO	2.67
BUS	1.84
CAMION 2 EJES	1.67

Fuente: Municipio

ANEXO 2.3

CONTEO CLASIFICADO DE TRANSITO

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AV. ESCALON 1 Y LA AV. MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

CIUDAD: QUITO **DIA DE LA SEMANA** Jueves 22 de Marzo de 2001
PROVINCIA: Pichincha **ESTACION:** 2
DURACION DEL CONTEO: 13 **UBICACIÓN:** Maldonado - Ecuatoriana
CALZADA: IZQUIERDA **REALIZADO POR:** IMQ
FECHA: PROYECCION 2011

HORAS	VEHICULOS LIVIANOS 	BUSES 		PESADOS 			TOTAL	Vehiculo Liviano Equivalente
		2 EJES	3 EJES	2 EJES	3 EJES	Mas de 3 E		

7	8	136.11	15.75	-	13.62	-	-	165.48	198.00
8	9	261.75	33.75	-	29.51	-	-	325.01	396.00
9	10	328.06	47.25	-	15.89	-	-	391.20	458.00
10	11	237.32	31.50	-	24.97	-	-	293.79	357.00
11	12	230.34	33.75	-	29.51	-	-	293.60	364.00
12	13	362.96	54.00	-	24.97	-	-	441.93	527.00
13	14	359.47	51.75	-	11.35	-	-	422.57	489.00
14	15	303.63	27.00	-	27.24	-	-	357.87	419.00
15	16	303.63	47.25	-	6.81	-	-	357.69	413.00
16	17	205.91	22.50	-	9.08	-	-	237.49	271.00
17	18	202.42	15.75	-	18.16	-	-	236.33	275.00
18	19	160.54	6.75	-	22.70	-	-	189.99	225.00
19	20	174.50	6.75	-	11.35	-	-	192.60	213.54
Suman		3 266.64	393.75	-	245.16	-	-	3 905.55	4 605.54
Max de día		362.96	54.00	-	29.51	-	-	441.93	527.00
Prom 7 a 20		251.28	30.29	-	18.86	-	-	300.43	354.27

363 MAXIMO VOLUMEN VEHICULAR

Factor de incremento 1%	
LIVIANO	3.49
BUS	2.25
CAMION 2 EJES	2.27

Fuente: Municipio

ANEXO 2.4

CONTEO CLASIFICADO DE TRANSITO

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AV. ESCALON 1 Y LA AV. MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

CIUDAD: QUITO **DIA DE LA SEMANA** Jueves 22 de Marzo de 2001
PROVINCIA: Pichincha **ESTACION:** 2
DURACION DEL CONTEO: 13 **UBICACIÓN:** Maldonado - Ecuatoriana
CALZADA: DERECHA **REALIZADO POR:** IMQ
FECHA: PROYECCION 2011

HORAS	VEHICULOS LIVIANOS 	BUSES 			PESADOS 			TOTAL	Vehiculo Liviano Equivalente
		2 EJES	3 EJES		2 EJES	3 EJES	Mas de 3 E		

7	8	73.29	6.75	-	15.89	-	-	95.93	123.00
8	9	146.58	13.50	-	29.51	-	-	189.59	240.00
9	10	258.26	18.00	-	9.08	-	-	285.34	315.00
10	11	376.92	15.75	-	18.16	-	-	410.83	449.00
11	12	369.94	11.25	-	20.43	-	-	401.62	438.00
12	13	453.70	29.25	-	22.70	-	-	505.65	563.00
13	14	488.60	38.25	-	29.51	-	-	556.36	631.00
14	15	390.88	38.25	-	15.89	-	-	445.02	503.00
15	16	324.57	36.00	-	24.97	-	-	385.54	453.00
16	17	261.75	38.25	-	18.16	-	-	318.16	379.00
17	18	268.73	33.75	-	22.70	-	-	325.18	387.00
18	19	282.69	29.25	-	11.35	-	-	323.29	367.00
19	20	240.81	31.50	-	20.43	-	-	292.74	349.78
Suman		3 936.72	339.75	-	258.78	-	-	4 535.25	5 197.78
Max de día		488.60	38.25	-	29.51	-	-	556.36	631.00
Prom 7 a 20		302.82	26.13	-	19.91	-	-	348.87	399.83

489 MAXIMO VOLUMEN VEHICULAR

Factor de incremento 1%	
LIVIANO	3.49
BUS	2.25
CAMION 2 EJES	2.27

Fuente: Municipio

Los anexos señalados anteriormente son los datos que se obtuvieron del conteo realizado por EL MUNICIPIO DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO.

ANEXO 2.5

AJUSTE Y EXPANSIÓN DE VOLUMEN DE TRANSITO A PARTIR DE 1 ESTACION MAESTRA

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AV. ESCALON 1 Y LA AV. MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

CIUDAD: QUITO **DIA DE LA SEMANA** Miercol. 8 de Octubre de 2008
PROVINCIA: Pichincha **ESTACION:** 3
DURACION DEL CONTEO: Variables **UBICACIÓN:** Tnte Hugo Ort. - Moran Valv.
FECHA: Jueves 22 de Marzo de 2001 **REALIZADO POR:** PROPIO

HORAS	ESTACION MAESTRA 26-01-10 IZQUIERDA	VEHICULOS LIVIANOS 	BUSES 		PESADOS 		TOTAL	PROPORCION HORARIA ESTACION MAESTRA
			2 EJES	3 EJES	2 EJES	3 EJES		

7	8	489.38	1 732.83	125.12	-	81.83	-	1 939.78	0.11
8	9	576.34	451.00	132.48	-	78.49	-	661.97	0.12
9	10	420.13	-	-	-	-	-	-	0.09
10	11	351.03	-	-	-	-	-	-	0.08
11	12	380.06	-	-	-	-	-	-	0.08
12	13	361.05	-	-	-	-	-	-	0.08
13	14	323.86	-	-	-	-	-	-	0.07
14	15	352.55	-	-	-	-	-	-	0.08
15	16	309.97	-	-	-	-	-	-	0.07
16	17	306.33	-	-	-	-	-	-	0.07
17	18	328.87	411.00	215.28	-	90.18	-	716.46	0.07
18	19	443.53	-	-	-	-	-	-	0.10
19	20	-	-	-	-	-	-	-	-
Suman		4 643.10	2 594.83	472.88	-	250.50	-	3 318.21	1.00
Max de día		576.34	1 732.83	215.28	-	90.18	-	1 939.78	0.12
Prom 7 a 20		357.16	199.60	36.38	-	19.27	-	255.25	0.08

Factor de incremento 1%	
LIVIANO	2.67
BUS	1.84
CAMION 2 EJES	1.67

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 2.4

FACTORES PARA EL CÁLCULO DE VEHICULOS LIVIANOS EQUIVALENTES

DIAS	EXPANSIÓN Vol. Del Tra.	FACTORES DIARIOS	CALZADA	Vehículos Livianos	Buses 2 Ejes	Camiones 2 Ejes	TOTAL
Lunes	12836	0.1315	Izq.	3897	283	1073	5254
Lunes			Der.	4045	296	1172	5512
Martes	12505	0.1281	Izq.	3444	250	949	4643
Martes			Der.	3575	261	1035	4872
Miércoles	14516	0.1487	Izq.	3956	287	1090	5333
Miércoles			Der.	4107	300	1189	5596
Jueves	9803	0.1004	Izq.	3267	394	245	3906
Jueves			Der.	3937	340	259	4535
Viernes	14899	0.1526	Izq.	3765	454	283	4502
Viernes			Der.	4537	392	298	5227
Sábado	14899	0.1526	Izq.	3765	454	283	4502
Sábado			Der.	4537	392	298	5227
Domingo	18175	0.1862	Izq.	4085	297	1125	5507
Domingo			Der.	4241	310	1228	5779
TOTAL	97633			55159	4709	10527	70395

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 2.5

TRAFICO PROMEDIO DIARIO SEMANAL

	Vehículos Livianos	Buses 2 Ejes	Camiones 2 Ejes	TOTAL
TPDA	55159	4709	10527	70395
%	78.36%	6.69%	14.95%	100.00%

Fuente: Elaboración Propia.

Considerando que el conteo se realizó en una semana representativa se aplica los factores de ajuste y expansión de Volúmenes de Tránsito para el Factor día (Fd) y Factor mes (Fm) Obtenemos el TPDA

TABLA 2.6

TRAFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL

	Vehículos Livianos	Buses 2 Ejes	Camiones 2 Ejes	TOTAL
TPDA	7880	673	1504	10057
%	11.19%	0.96%	2.14%	14.29%

Fuente: Elaboración Propia

El TPDA de la AV. ESCALON 1 y por ende al proyecto DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AV. ESCALON 1 Y LA AV. MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA es de 10057 vehículos por día.

2.2.4.1. Proyeccion del tráfico

Establecida la tasa de crecimiento de tráfico para el período de estudio, se aplica al tráfico actual, que está expresado en TPDA, la siguiente fórmula:

$$T_P = T_A(1+i)^n$$

En donde: T_P = Tráfico proyectado

T_A = Tráfico actual

i = Tasa de crecimiento

n = Período de proyección, expresado en años.

Una vez obtenido el número de vehículos de diseño, la tasa de incremento vehicular promedio (i) del 5% y un periodo de proyecto (n) de 20 años, procedemos a calcular el Trafico Projectado:

TABLA 2.7

TRAFICO PROYECTADO

N°	AÑO	VEHICULOS LIVIANOS	BUSES	PESADOS	TOTAL
			2 EJES	2 EJES	
0	2011	7880	673	1504	10057
1	2012	8274	706	1579	10559
2	2013	8688	742	1658	11087
3	2014	9122	779	1741	11642
4	2015	9578	818	1828	12224
5	2016	10057	859	1919	12835
6	2017	10560	902	2015	13477
7	2018	11088	947	2116	14151
8	2019	11642	994	2222	14858
9	2020	12224	1044	2333	15601
10	2021	12836	1096	2450	16381
11	2022	13477	1151	2572	17200
12	2023	14151	1208	2701	18060
13	2024	14859	1269	2836	18963
14	2025	15602	1332	2977	19911
15	2026	16382	1399	3126	20907
16	2027	17201	1469	3283	21952
17	2028	18061	1542	3447	23050
18	2029	18964	1619	3619	24202
19	2030	19912	1700	3800	25413
20	2031	20908	1785	3990	26683
21	2032	21953	1874	4190	28017
22	2033	23051	1968	4399	29418
23	2034	24204	2067	4619	30889
24	2035	25414	2170	4850	32434
25	2036	26684	2278	5092	34055
26	2037	28019	2392	5347	35758
27	2038	29420	2512	5614	37546
28	2039	30891	2637	5895	39423
29	2040	32435	2769	6190	41394
30	2041	34057	2908	6499	43464

Fuente: Elaboración Propia

2.2.5. TRAFICO GENERADO, TRAFICO ATRAIDO

2.2.5.1. Trafico Generado

El tráfico generado está constituido por aquel número de viajes que se efectuarían solo si las mejoras propuestas ocurren y lo constituyen:

- Viajes que no se efectuaron anteriormente.
- Viajes que se efectuaron anteriormente hacia otros destinos y que con las nuevas facilidades han sido atraídos hacia la avenida propuesta.

Generalmente, el tráfico generado se produce dentro de dos años terminada la obra. En el país no se dispone de estudios sobre el comportamiento del tráfico generado, pero se dispone de valor que relaciona el grado de mejoramiento con el volumen de tráfico. Este será igual a un porcentaje de tráfico normal que se espera en el primer año del proyecto. Este porcentaje se estima equivalente a la mitad de ahorro en los costos a los usuarios expresado en porcentaje y se establece como límite máximo de incremento por tráfico generado al 20 por ciento del tráfico normal, esto para el primer año de operación del proyecto. Para los restantes años el tráfico generado se estima que crecerá a la misma tasa que el tráfico normal.

Se puede decir entonces que por el estudio realizado; el tráfico generado no será tan representativo, para lo cual consideraremos:

TRAFICO GENERADO (Tg) = 10% de Tráfico Proyectado

2.2.5.2. Trafico Atraído o Desarrollado

Este tráfico se produce por incorporación de nuevas áreas de desarrollo como el progreso acelerado de la ciudad de Quito en especial el sur. Este componente del tráfico futuro puede continuar incrementándose durante

parte o todo el período de estudio. Generalmente se considera su efecto a partir de que el proyecto empiece a ser utilizado por los usuarios.

En general, no conviene proyectar los tráficos basándose únicamente en tendencias históricas, pues cualquier cambio brusco de las circunstancias (desarrollo de nuevas áreas, puesta en marcha de una nueva industria, promoción turística de una zona, etc.) puede alterar la tendencia histórica o cambiarla en el futuro previsible. Cuando sea posible convendrá realizar las previsiones en función de los planes de desarrollo, previsiones industriales, etc. de las zonas afectadas.

TRAFICO ATRAIDO (Td) = 20% de Tráfico Proyectado

2.2.5.3. TPDA Proyectado

La proyección del tráfico se basa en el tráfico actual, ya que de esta proyección dependerán los diseños que están basadas en una predicción de 15 a 20 años

Las proyecciones de tráfico son usadas para la clasificación de las carreteras e influyen en la velocidad de diseño y de los demás datos geométricos del proyecto.

El TPDA proyectado es la suma del Trafico Proyectado, mas Trafico Generado, más el Tráfico Atraído o desarrollado.

$$TPDA_{PROY} = TP + TG + TA$$

Con esta fórmula obtenemos el siguiente cuadro:

TABLA 2.8

TPDA PROYECTADO

N°	TPDA	TRAFICO GERADO 10%	TRAFICO ATRAIDO 20%	TPDAproy
0	10057	1006	2011	13074
1	10559	1056	2112	13727
2	11087	1109	2217	14414
3	11642	1164	2328	15134
4	12224	1222	2445	15891
5	12835	1284	2567	16686
6	13477	1348	2695	17520
7	14151	1415	2830	18396
8	14858	1486	2972	19316
9	15601	1560	3120	20281
10	16381	1638	3276	21295
11	17200	1720	3440	22360
12	18060	1806	3612	23478
13	18963	1896	3793	24652
14	19911	1991	3982	25885
15	20907	2091	4181	27179
16	21952	2195	4390	28538
17	23050	2305	4610	29965
18	24202	2420	4840	31463
19	25413	2541	5083	33036
20	26683	2668	5337	34688
21	28017	2802	5603	36423
22	29418	2942	5884	38244
23	30889	3089	6178	40156
24	32434	3243	6487	42164
25	34055	3406	6811	44272
26	35758	3576	7152	46485
27	37546	3755	7509	48810
28	39423	3942	7885	51250
29	41394	4139	8279	53813
30	43464	4346	8693	56503

Fuente: Elaboración Propia

2.2.5.3.1. *Clasificación de la vía*

Para el diseño de carreteras en el país, se recomienda la siguiente clasificación en función del pronóstico de tráfico para un período de 15 o 20 años:

TABLA 2.9

CLASIFICACION DE CARRETERAS EN FUNCION DEL TRÁFICO PROYECTADO

Clase de Carretera	Tráfico Proyectado TPDA *
R-I o R-II	Más de 8000
I	De 3000 a 8000
II	De 1000 a 3000
III	De 300 a 1000
IV	De 100 a 300
V	Menos de a 100
<p>* El TPDA indicado en el volumen de tráfico promedio anual proyectado a 15 o 20 años. Cuando el pronóstico de tráfico para el año 10 sobrepasa los 7000 vehículos debe investigarse la posibilidad de construir una autopista. Para la determinación de la capacidad de una carretera, cuando se efectúa el diseño definitivo, debe usarse tráfico en vehículos equivalentes</p>	

Fuente: M.O.P

Después de haber calculado el TPDA vehículos y comparar con el cuadro clase de carretera según el tráfico corresponde, R-II

2.2.6. TRAFICO DE LA HORA PICO

La hora punta u hora pico, se refiere a las distintas horas en las que regularmente se producen congestiones. Y las principales razones por las cuales se producen estos embotellamientos son debido a que en las

grandes ciudades, la mayor parte de la masa laboral se retira de sus puestos de trabajo a una misma hora.

El nombre no es muy preciso, ya que no suele estar confinada a una sola hora, ya que se puede producir en varios momentos de un día, como la hora de almuerzo, y tanto en la mañana como en la tarde.

Además los servicios de transporte público (autobuses, metro, etc.) por lo general resultan en una demanda más grande que la oferta que ofrece, generando retrasos por las aglomeraciones que se juntan.

2.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

- Una vez determinado el TPDA futuro, que Es mas de 8000 vehículos; por lo tanto la vía que debemos implantar en el sector corresponde a una carretera de orden R-II según tabla 2.2.5.3.1.1
- El estudio realizado nos ha permitido apreciar la importancia de la valoración de tráfico, ya que a partir de ello se puede determinar el mayor volumen de vehículos y el tipo de carretera a implantarse.
- El diseño de la vía se considera necesario e indispensable debido a que los habitantes del sur de la ciudad, podrán realizar sus actividades en un menor tiempo.
- El proyecto en el cual se determino los estudios de TPDA servirá como proyecto definitivo.

2.4. ESTUDIO GALIBO VEHICULAR

2.4.1. CONSIDERACION FUNCIONALES

La ubicación, alineación y tipo de estructura se debe seleccionar de tal manera que se satisfagan los requisitos de tráfico sobre el puente y debajo del mismo.

Sobre el puente: Debemos conocer el uso que se le va a dar a la estructura, es decir si va a ser un puente vehicular, ferroviario, peatonal. Esto nos define: las cargas, los anchos y gálibos necesarios, el tipo de tablero que se requiere.

Bajo el puente: Es necesario conocer si el puente en estudio cruza un río, una depresión profunda, otra carretera o vía férrea. Esto determinará las luces, gálibos inferiores y el tipo de infra y superestructura.

Deberán tomarse en cuenta en las características funcionales otros factores como vida útil y futuras ampliaciones, cambios del ancho del curso, cambios en la carretera, vías férreas cruzadas por el puente. En cuanto a las ampliaciones estas deberán ser hechas en lo posible sin interrumpir el tráfico.

2.4.2. DETERMINACIÓN DEL GÁLIBO DEL PUENTE

El gálibo mínimo es el espacio medido, en sentido vertical, entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la cara inferior de la superestructura del puente; se obtiene por la suma de los siguientes valores:

- 1) Sobreelevación debida al estrechamiento del cauce por la estructura del puente, se admite 40 cm como máximo.
- 2) Espacio libre vertical, con las siguientes consideraciones:

2.1) garantizar el paso de los cuerpos flotantes que arrastre la corriente; estimándose, según las condiciones hidráulicas del río, 1.00 m. como mínimo;

2.2) tomar en cuenta el grado de incertidumbre que puede haber en la estimación del nivel de aguas máximas extraordinarias.

En lo referente al proyecto la luz vertical o gálibo, cuando debajo del puente se tiene otra vía, es necesario que desde la calzada hasta la parte inferior de la estructura se deje una altura no menor a 5,50 m. Es lo que especifica el código AASHTO, si se contempla que la vía inferior puede tener repavimentaciones, una altura adicional deberá ser considerada. Para pasos peatonales una mayor luz vertical es requerida debido a que son estructuras menos resistentes al impacto.

En nuestro caso el galibo asumido es de 5,60 m. por ser una vía principal y de alto tráfico de vehículos de carga.

2.5. ESTUDIO TOPOGRAFICOS

En toda obra de ingeniería es necesario tener muy en cuenta la morfología del terreno para poder así determinar de la manera más adecuada el sitio de implantación, y que la estructura a construirse este en un sitio seguro y que cumpla todos los requerimientos técnicos requeridos por el código de puentes. Dentro del trabajo de campo se realizó un análisis Topográfico integro de la zona donde se implantará la estructura, el mismo que nos brindó la información inicial, para el diseño del paso a desnivel. Para lo cual se realizó un levantamiento planimétrico y altimétrico detallado de la zona de implantación.

2.5.1. UBICACIÓN

El proyecto objeto de estudio está ubicado en un camino de tierra por el lado occidental y adoquinado del lado oriental del mismo y con fácil acceso desde la Av. Pedro Vicente Maldonado o desde de la calle Huayanay Ñan, se encuentra ubicado en el sur de la ciudad de Quito en la provincia de Pichincha, cantón Quito en la parroquia Guamaní localizado aproximadamente a unos 3.00 km desde Terminal Terrestre Quitumbe y 5.00 km de la Universidad Politécnica Salesiana.

Y sus coordenadas georeferenciadas están en el cuadro adjunto:

TABLA 2.10

PUNTOS DE REFERENCIACION

DESCRIPCION	NORTE (m)	ESTE (m)
INICIO	9965571.317	494956.45
FINAL	9965686.315	494739.83
REFERENCIAS		
DESCRIPCION	NORTE (m)	ESTE (m)
E21 UPS	9965671.435	494733.996
E22 UPS	9965723.893	494353.873

Fuente: Elaboración Propia

2.5.2. ASPECTOS TOPOGRAFICOS

En la región sierra es predominante el terreno montañoso y es considerado en su mayoría de topografía accidentada.

La Topografía es relativamente Plana, con pequeña gradiente sentido Norte – Sur de 2%, y en el sentido Este – Oeste con pendiente de 2% aproximadamente.

La superestructura del paso a desnivel está conceptuada, de acuerdo a la información proporcionada por los estudiantes que realizaron el proyecto de la Avenida Escalón 1, de acuerdo a las características viales del proyecto ya mencionado.

Con las aclaraciones antes mencionadas y el equipamiento e instrumentos adecuados se procedió a realizar el Levantamiento de la siguiente manera:

a.- VISITA DE CAMPO

Se procedió a realizar la inspección general de la zona en donde se implantará la estructura, con el propósito de tener una apreciación del sector y de los posibles puntos conflictivos en la concepción del proyecto.

FOTOGRAFIA 2.1

LADO ORIENTAL DEL PROYECTO



FOTOGRAFÍA 2.2

AV. PEDRO VICENTE MALDONADO



b.- OBTENCION DE INFORMACION GEOREFERENCIAL (PUNTOS G.P.S) EN LA ADMINISTRACION QUITUMBE DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO.

Se solicitó en la Administración zonal Quitumbe los puntos G.P.S, del levantamiento topográfico realizado para la Avenida Escalón 1, que sirvieron como base para realizar el levantamiento topográfico a detalle del sector donde se implantará el proyecto

c.- ESTUDIO TOPOGRAFICO DEL SECTOR

1.- ESTUDIO TOPOGRAFICO DEL SECTOR OCCIDENTAL A LA AVENIDA MALDONADO

Se realizó el levantamiento topográfico de esta zona, con la utilización de estación total y se procedió de la siguiente manera:

- Estacionamiento con puntos conocidos (E21UPS – E22UPS), proporcionados por el estudio topográfico de la Avenida Escalón 1.

2.- ESTUDIO TOPOGRAFICO EN LA AVENIDA MALDONADO Y DEL SECTOR ORIENTAL A LA MISMA

Se realizó el levantamiento topográfico de esta zona, con la utilización de estación total y se procedió de la siguiente manera:

- Se ubicó un punto auxiliar en el lado oriental, para proceder con el levantamiento topográfico de dicho sector.

FOTOGRAFÍA 2.3

REALIZACION DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO



FOTOGRAFÍA 2.4



Por las condiciones de la vía, considerado como una arteria principal, la superestructura adoptada es para dos carriles de circulación (Oriente - Occidente y viceversa).

En el sector del paso a desnivel se estableció tres ejes transversales a la Avenida Pedro Vicente Maldonado: uno en el eje del paso a desnivel y otros dos a los extremos (Izquierda y derecha) del eje del proyecto, a 4.25 m de distancia. Además, en la Avenida Maldonado de norte a sur, (100.000 m) y de sur a norte (100.00 m), para la obtención de curvas de nivel lo más cercano a la realidad.

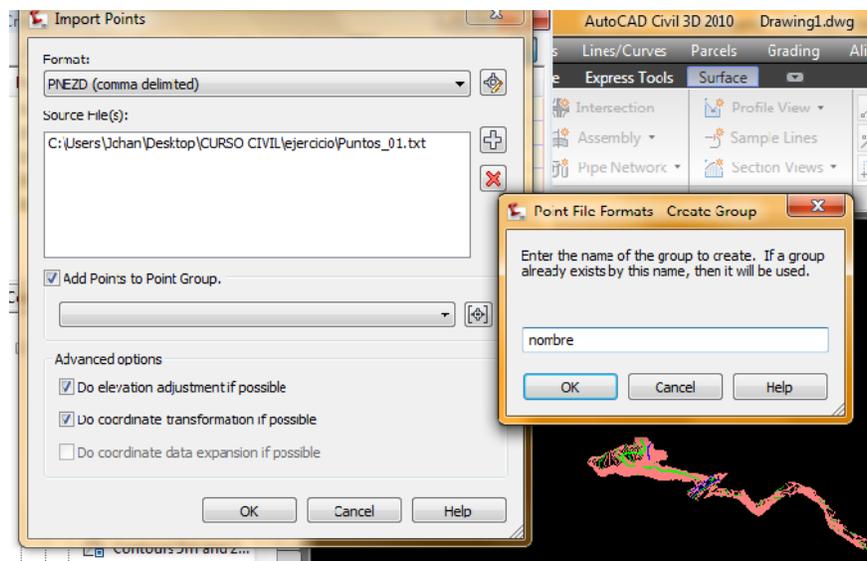
Para realizar el diseño del empate del paso a desnivel con la Avenida Escalón 1, se levantó el eje y los laterales de la vía en una longitud aproximada de 400.00 m a cada lado de la Avenida.

d.- TRABAJO DE GABINETE

Ya obtenido los puntos topográficos anteriormente se realiza la descarga con el siguiente software DATA TRANSFER, luego se importa los puntos antes mencionado al programa AUTOCAD CIVIL 3D como se observa en el siguiente grafico.

IMAGEN 2.1

MANEJO DE PROGRAMA AUTOCAD CIVIL 3D



Para inmediatamente realizar la superficie y proceder a obtener curvas de nivel, perfiles longitudinales, transversales y perfil de diseño, pero tomando en cuenta que se debe empatar perfectamente con el diseño vial del Escalón 1.

2.6. ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS:

El Proyecto “DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA”, requirió de un estudio del suelo de fundación de la estructura a proyectarse, cuya información técnica completa se encuentra en el Informe del Estudio de Mecánica de Suelos para El Diseño de las Cimentaciones del Puente y Muros del Paso Elevado sobre La Av. Maldonado – Escalón 1.

2.6.1. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

La Investigación del Área correspondiente a las Fundaciones de las Estructuras a construirse, se realizó con el objeto de definir la Capacidad de Carga del Suelo, para Recomendar el Tipo y la Profundidad de las Cimentaciones y las Presiones Admisibles del Suelo. Esta investigación fue realizada por los técnicos del Laboratorio de Suelos de la Universidad Politécnica Salesiana con la presencia, en su fase de campo, de los estudiantes de Ingeniería Civil, encargados de realizar el diseño del paso a desnivel

2.6.2. GEOLOGÍA GENERAL

Geológicamente la zona donde se implantará el Proyecto, está formada por Depósito Lagunar de Ceniza (Cangagua Q_L) del Holoceno, que son mezclas de suelos orgánicos, lapilli de pómez, materiales lacustres, sedimentos de ceniza horizontales bien estratificados.

En los sectores orientales del Proyecto como son: Loma de Miravalle y Santa Ana, se encuentran depósitos coluviales, así como sedimentos volcánicos Machangara (P_M) del Pleistoceno, adicionalmente en la zona occidental Chillogallo y Lloa existen formaciones de ceniza, de lapilli de

pómez (Q_C) con aglomerados de lava indiferenciada Pichincha (Q_P) y andesita porfirítica (P_A) del Atacazo.

En el anexo 2.6.1, se muestra la zona donde se implantará el Proyecto, de acuerdo con la información del Mapa geológico CT- ÑII- A4, según la hoja geológica 65-SE Quito, Edición I-1978 a Escala 1: 50.000

2.6.2.1. Características Geomorfológicas

En la zona existen rasgos geomorfológicos productos de procesos tectónicos y del vulcanismo que han contribuido a caracterizar el paisaje existente en la actualidad; con una altitud que varía entre 2720-2900 m.s.n.m en la zona del proyecto.

Los relieves de la zona provienen de depósitos de cangagua que cubren la topografía existente con una morfología plana, relacionados con rocas que tienen edades cuaternarias provenientes de lavas, sedimentos volcánicos y piroclásticos.

2.6.2.2. Geología Estructural y Tectónica

De acuerdo con la información de la hoja geológica 65-SE Quito, la zona del proyecto no es atravesada directamente por fallas geológicas, pero existen fallas dispuestas en los alrededores de la ubicación del proyecto a una distancia aproximada de 2 km, que son débilmente activas e inestables, por lo que pueden presentar riesgos para el mismo. En su gran mayoría son fallas inferidas, existiendo también fallas cubiertas (con lado hundido inferido), recubiertas por depósitos de cangagua (deposito lagunar de ceniza, lapilli de pómez), en los sectores de: La Concordia N° 2, El Conde, Turubamba Bajo, Rosas Pugro.

Las consideraciones sísmicas para el diseño de los elementos resistentes del puente según la Norma Ecuatoriana de la Construcción son:

TABLA 2.11

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, CAPITULO 2 “PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE”

ZONA SISMICA	IV
IMPORTANCIA DEL PUENTE	I
ACELERACION: (Z)	0.400
CATEGORIA DE COMPORTAMIENTO SISMICO:	D
COEFICIENTE DE SITIO S	1.5

2.6.2.3. Tipo de Suelo

En base a la información obtenida de la Carta de suelos de Quito, realizada por el Departamento de Investigaciones Edafológicas del Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca a Escala 1: 200.000 (Anexo 2.6.2), los suelos de la zona donde se implantará el Proyecto son negros profundos, limosos y limo arenosos derivados de materiales piroclásticos con menos de 30 % de arcilla en el primer metro, saturación de bases mayor al 50%

Sus características son suelos limosos con presencia de arena muy fina y a veces con incremento de arcilla con la profundidad, son suelos negros con pH ligeramente ácido a neutro, además de contar con un régimen de humedad en el cual el suelo está seco en todo el perfil tres meses consecutivos o menos, la mayoría de los años (Régimen Údico).

2.6.2.4. Riesgos Naturales

Los riesgos naturales para la obra en estudio, son, en orden de prioridad los siguientes:

- Riesgo sísmico: La parroquia Quitumbe, zona donde se implantará la estructura constituye una importante área sísmica del país, conocido con el nombre de Sistema Transcurrente Dextral e Inmerso con una magnitud potencial máxima de 6.4, con eventos de una apreciable energía, predominada por los sismos superficiales.
- Riesgo Volcánico: El Ecuador por estar localizado en el Cinturón de Fuego del Pacífico tiene una gran cantidad de volcanes activos, el de mayor riesgo por su ubicación cercana al Proyecto es el Guagua Pichincha cuya reactivación puede evolucionar hacia una erupción compuesta de materiales piroclásticos, flujos de lava y lahares orientados hacia la zona occidental.
En la región interandina, correspondiente a la ciudad de Quito, el peligro se presenta como caída de cenizas, flujos de lodo secundarios.
Otros volcanes cercanos al proyecto son: el Reventador, Cotopaxi y Antisana que tienen varios antecedentes de procesos eruptivos que han ocasionado numerosas molestias y complicaciones a la población de la ciudad con la caída de ceniza en volúmenes importantes.
- Deslizamientos: Las bajas pendientes topográficas garantizan la estabilidad de los taludes aledaños al puente, sin embargo durante los procesos de construcción en la zona occidental de la estructura, se deberá proceder con el relleno respectivo desde la zona inferior (nivel natural del terreno), hasta llegar a la cota de cimentación de la zapata, para evitar el desplazamiento de una o varias superficies.

2.6.2.5. Fuentes de materiales de construcción

Las fuentes de materiales para los rellenos de los muros de acceso al puente y la realización de otras obras civiles serán las localizadas en el área de: Pintag, Pifo y el Chasqui, evaluadas en el estudio de suelos.

2.6.3. ESTUDIOS DE SUELOS

2.6.3.1. Estudios in Situ

Dados los datos del Informe del Estudio de Suelos de la Universidad Politécnica Salesiana entregados por la Administración Quitumbe se presenta en resumen lo siguiente:

Ubicación de las Perforaciones.

En la fotografía 2.5 se proporciona la ubicación de las perforaciones realizadas en campo obtenida mediante el programa Google Earth. Adicionalmente, en el anexo 2.1 se presenta la Implantación general del Proyecto con la Ubicación Plani – Altimétrica de cada una de las Perforaciones.

FOTOGRAFÍA 2.5

UBICACIONES DE POZOS DE PERFORACION



Fuente: Google Earth

Trabajos de Campo.

Durante la fase de campo de las Investigaciones Geotécnicas se realizaron los siguientes trabajos:

- 3 Perforaciones P3, P4 y P5, de 13.00 metros de profundidad cada una.
- 2 Perforaciones P2 y P6, de 11.00 metros de profundidad cada una.
- 2 Perforaciones P1 y P7, de 8.00 metros de profundidad cada una.
- Muestreo en los 7 Sondeos, ejecutando a la vez el Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T), por cada metro de profundidad.

FOTOGRAFÍA 2.6

PERFORACION N° 3



FOTOGRAFÍA 2.7

PERFORACION N° 4



Trabajos de Laboratorio.

Con las Muestras alteradas obtenidas en el Campo, se realizaron los siguientes Ensayos:

- Contenido de Humedad Natural
- Granulometría por Lavado y Tamizado hasta la Malla No.200
- Ensayo de Límites de Atterberg.
- Descripción Manual – Visual (S.U.C.S), en las Muestras de las 7 Perforaciones.

En los anexos 2.2 y 2.3 se presentan el resumen de las Propiedades Mecánicas de los Suelos encontrados en las 7 Perforaciones.

Adicionalmente, en los anexos 2.4 - 2.5 se encuentra un resumen de los materiales encontrados en las perforaciones en campo.

2.6.3.2. Descripción de los materiales encontrados en las 7 perforaciones

A continuación se presenta el resumen de los materiales encontrados en las perforaciones realizadas para el proyecto y señaladas en el Estudio de Suelos entregados por la Administración Quitumbe, en el cual se menciona que:

- En todas las perforaciones en los estratos superficiales se presentan suelos orgánicos y turbas, muy húmedas de consistencia blanda y coloración negruzca.
- En los estratos intermedios aparecen limos orgánicos intercalados con pequeños estratos arenosos de espesores pequeños y se alternan con limos arena arcillosos y arenas limo arenosas algo arcillosas de coloraciones negruzcas y gris verdosas.
- En los estratos inferiores se tiene arenas limosas y arenas limo arcillosas y se intercalan con estratos limo arena arcillosos de coloración gris verdosa.
- En los estratos profundos aparecen arenas limosas con gravilla húmedas de coloración gris verdosa.

2.6.3.3. Niveles freáticos

En las perforaciones realizadas y hasta la profundidad investigada, se detecto la presencia del nivel freático tal como se presenta en los siguientes cuadros:

TABLA 2.12

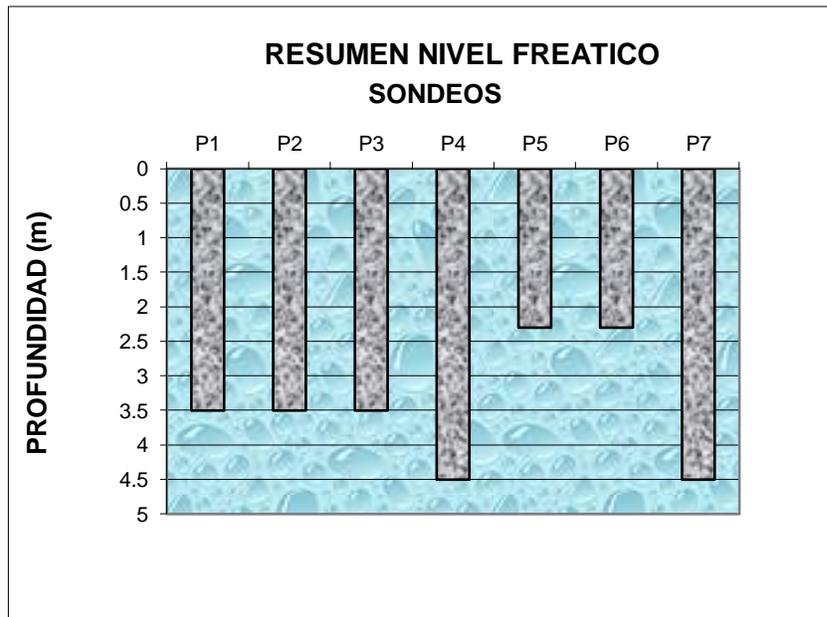
NIVELES FREATICOS

SONDEO N°	COTA SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	COTA NIVEL FREATICO
P1	2930,28	3,50	2926,78
P2	2930,65	3,50	2927,15
P3	2931,10	3,50	2927,60
P4	2931,91	4,50	2927,41
P5	2928,69	2,30	2926,39
P6	2928,15	2,30	2925,85
P7	2932,04	4,50	2927,54

Fuente: Informe del Estudio de Mecánica de Suelos para El Diseño de las Cimentaciones del Puente y Muros del Paso Elevado sobre La Av. Maldonado – Escalón 1. Ups

CUADRO 2.1

RESUMEN DE SONDEO DEL NIVEL FREATICO



Fuente: Informe del Estudio de Mecánica de Suelos para El Diseño de las Cimentaciones del Puente y Muros del Paso Elevado sobre La Av. Maldonado – Escalón 1. Ups

2.6.4. TIPO DE CIMENTACIÓN

De la información obtenida del Estudio de Suelos de la Universidad Politécnica Salesiana entregado por la Administración Quitumbe, se detalla en resumen las tres alternativas de cimentación propuestas:

- a) Primera Alternativa.- Cimentación profunda mediante pilotes de acero, hincados hasta los estratos con presencia de limo arenoso (ML) y arenas limosas (SM); luego rellenados con hormigón hidráulico y acero de refuerzo interior.
- b) Segunda Alternativa.- Cimentación profunda mediante Caissons que deben llegar hasta los estratos con presencia de arena limosa (SM), para el estribo y pila del puente, elementos que estarán provistos de la

campana con la respectiva cuchilla de corte, además de un mejoramiento con Sub Base Clase III en una altura de 50 centímetros;

- c) Tercera Alternativa.- Cimentación superficial mediante zapatas corridas, previo el mejoramiento del suelo con material granular tipo Sub Base Clase III estabilizada con cemento portland en un espesor de 2.00 metros compactado con plancha mecánica por capas hasta lograr el 95% de Próctor de Laboratorio.

Luego del análisis de la información se efectuó la elección de la primera alternativa como la más apropiada debido a las siguientes razones:

- La primera alternativa incluye a todos los elementos de la infraestructura del paso a desnivel es decir, estribo, pila y muros de acceso.
- No obstrucción del tráfico vehicular en la Av. Maldonado.
- Menor probabilidad de producir afectaciones a las edificaciones aledañas.

Las otras alternativas propuestas en el Estudio de Suelos de la Universidad Politécnica Salesiana entregado por la Administración Quitumbe no fueron consideradas debido a:

- La cimentación mediante caissons (segunda alternativa), requiere de bombeo permanente para los trabajos de excavaciones debido a la presencia de niveles freáticos altos, además, mientras estos elementos van descendiendo hay riesgo que se produzcan desplazamientos de su eje.
- La cimentación mediante zapatas corridas (tercera alternativa), ocasionaría obstrucción del flujo vehicular en la Av. Maldonado, durante la ejecución de los trabajos; adicionalmente, debido a los trabajos de excavación existe el riesgo de que se produzcan asentamientos en las edificaciones circundantes por el descenso del nivel freático.

2.6.4.1. Cálculo de la capacidad de carga de los pilotes

Para la realización del cálculo de capacidad de carga de los pilotes se utilizaron los datos de los ensayos de Penetración Estándar (S.P.T), y se calcularon la resistencia de punta y la resistencia por fricción.

- Resistencia de Punta Unitaria nominal, en MPa, para pilotes hincados hasta una profundidad D_b en un estrato de suelo no cohesivo según MEYERHOF 1976, se tomó como:

$$q_p = \frac{0.038 N_{corr} D_b}{D} \leq q_t$$

Para lo cual

$$N_{corr} = \left[0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{\sigma_v'} \right) \right] N$$

Donde:

N_{corr} = Número de golpes representativo del SPT cerca de la punta del pilote corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga de suelo, σ_v' (golpes /300 mm).

N = Número de golpes del ensayo SPT (golpes / 300 mm)

D = Ancho o Diámetro del pilote (mm).

D_b = Profundidad de penetración en el estrato portante (mm).

q_t = resistencia de punta limite considerada como $0.3 N_{corr}$ para limo no plástico y arenas limosas, debido a que los pilotes se encuentran cimentados en estratos con presencia de este tipo de suelos, (MPa).

- La fricción superficial nominal de los pilotes de desplazamiento hincados en suelos no cohesivos, en MPa, se calculó utilizando la siguiente ecuación:

$$q_s = 0.0019\bar{N}$$

Donde:

q_s = Fricción superficial unitaria para pilotes hincados (MPa)

\bar{N} = Número de golpes promedio (no corregidos) del SPT a lo largo del fuste del pilote (golpes / 300 mm).

2.6.4.2. Capacidad de carga del pilote, según el informe de la universidad politécnica salesiana.

El Informe del Estudio de Suelos de la Universidad Politécnica Salesiana entregado por la Administración Quitumbe, contiene la capacidad de carga total máxima del pilote y las cotas de cimentación recomendadas para cada uno de los elementos del Paso a desnivel, estimados a partir de la información obtenida en campo y con el procedimiento señalado en el subcapítulo 2.6.4.1.

En la tabla 2.13 se presenta en resumen la capacidad de carga de los pilotes para cada uno de los elementos de la alternativa de pilotes de acero hincados.

TABLA 2.13

CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILOTES SIN EL FACTOR DE SEGURIDAD

ELEMENTO	SONDE O	\bar{N}	N_{corr}	H (mm)	D (mm)	D_b (mm)	q_t (Mpa)	σ'_v (Mpa)	N	q_p (Mpa)	Q_p (Ton)	q_s (Mpa)	Q_s (Ton)	Q_t (Ton)
ESTRIBO INICIAL	3	26	43	8000	300	1000	12.90	0.129	70	5.45	39.27	0.049	4.75	44.02
PILA CENTRAL	4	34	45	8000	300	1000	13.50	0.129	74	5.70	41.10	0.065	6.21	47.31
ESTRIBO FINAL	5	26	43	8000	300	1000	12.90	0.129	70	5.45	39.27	0.049	4.75	44.02
MURO LADO ORIENTAL	1	10	19	6000	300	1000	5.70	0.097	23	2.41	17.35	0.019	1.83	19.18
	2	19	30	8000	300	1000	9.00	0.129	45	3.80	27.40	0.036	3.47	30.87
MURO LADO OCCIDENTA	6	11	34	9000	300	1000	10.20	0.146	52	4.31	31.05	0.021	2.01	33.06
	7	19	25	5000	300	1000	7.50	0.081	35	3.17	22.83	0.036	3.47	26.30

Fuente: Informe del Estudio de Mecánica de Suelos para El Diseño de las Cimentaciones del Puente y Muros del Paso Elevado sobre La Av. Maldonado – Escalón 1. Ups

N_{corr} = Número de golpes representativo del SPT cerca de la punta del pilote corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga de suelo, σ'_v (golpes /300 mm).

H = Altura del pilote (mm).

D = Ancho o Diámetro del pilote (mm).

D_b = Profundidad de penetración en el estrato portante (mm).

q_t = Resistencia de Punta Límite

σ'_v = Presión debida a la sobrecarga de suelo

N = Número de golpes del ensayo SPT (golpes / 300 mm)

q_p = Resistencia de Punta Unitaria Nominal (Mpa)

q_s = Fricción superficial nominal de los pilotes (Mpa)

Q_t = Capacidad de carga total máxima del pilote punta más fricción.

2.6.4.3. Cotas y resistencia de diseño del pilote, según el informe de la universidad politécnica salesiana.

La primera alternativa de cimentación mediante pilotes de acero, hincados hasta los estratos con presencia de limos inorgánicos (ML) y arenas limosas (SM); luego rellenos con hormigón hidráulico. Según el informe entregado, los pilotes recomendados tienen diámetros de 300 mm, su longitud varía de 7 a 11.20 m, por lo que la capacidad de carga calculada fue de 10 y 16 T/pilote para los muros del lado oriental, 17 y 13 T/pilote en los muros del lado occidental, 22 T/pilote para los estribos final e inicial y de 24 T/pilote en la pila central, como se expresa en los tabla 2.14 y 2.15.

TABLA 2.14

CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILOTES

ELEMENTO	MUROS LADO ORIENTAL		MUROS LADO OCCIDENTAL	
	1	2	6	7
Número de Perforación				
Cota Boca de Perforaciones	2930.28	2930.65	2928.15	2932.04
Cotas Recomendadas de Fundación de los Pilotes	2922	2920	2917	2925
Resistencia de Diseño del Pilote Qtd (Ton) Ø = 30 cm	10	16	17	13

Fuente: Informe del Estudio de Mecánica de Suelos para El Diseño de las Cimentaciones del Puente y Muros del Paso Elevado sobre La Av. Maldonado – Escalón 1. Ups

TABLA 2.15

CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILOTES

ELEMENTO	ESTRIBO INICIAL	PILA CENTRAL	ESTRIBO FINAL
Número de perforación	3	4	5
Cota Boca de Perforaciones	2931.1	2931.91	2928.69
Cotas Recomendadas de Fundación de los Pilotes	2922,00	2922,00	2922,00
Resistencia Diseño del Pilote Qtd (Ton) Ø = 30 cm	22	24	22

Fuente: Informe del Estudio de Mecánica de Suelos para El Diseño de las Cimentaciones del Puente y Muros del Paso Elevado sobre La Av. Maldonado – Escalón 1. Ups

2.6.5. AMPLIACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE

Debido a que la capacidad de diseño del pilote señalada en el estudio proporcionado por la Administración Municipal Zona Quitumbe resulta insuficiente para resistir las cargas transmitidas por la Superestructura y la Infraestructura del Paso a Desnivel y los respectivos accesos (Muros); además, por las restricciones existentes propias del diseño estructural como son: separación mínima entre pilotes, separación mínima entre pilotes y borde de zapata e impedimento en el aumento de la sección de zapata en planta y por las condiciones de implantación de la estructura, se procedió a realizar el recalcule de la capacidad portante de los pilotes para cada uno de los elementos que componen el Proyecto en Estudio

2.6.5.1. Cotas y resistencia de diseño del pilote

El diseño de los elementos de la superestructura del paso a desnivel en estudio se lo realizó considerando dos alternativas que son:

- a) Diseño estructural del tablero de hormigón sobre vigas de hormigón armado con 2 tramos de 20 metros de luz.
- b) Diseño estructural del tablero de hormigón sobre vigas metálicas de un solo tramo de 40 metros de luz.

Con los datos proporcionados de los ensayos in situ y laboratorio, para aumentar la capacidad de carga de los pilotes y definir la cota de cimentación de cada elemento del paso a desnivel se consideraron diámetros de 600mm para la pila central y de 800mm para el resto de elementos de la infraestructura.

Toda la información se integró en el Anexo 2.8, y en resumen para cada una de las dos alternativas se detalla:

- a) Diseño estructural de tablero de hormigón sobre vigas de hormigón armado con 2 tramos de 20 metros de luz.
 - Estribo Inicial. Se sugiere para este estribo cimentar los pilotes a una profundidad de 9,70 m, con capacidad de 181 T/pilote.
 - Estribo Final. Es necesario cimentar los pilotes a una profundidad de 10,70 m con una capacidad de 199 T/pilote.
 - Pila Central. Se sugiere cimentar los pilotes a una profundidad de 8,70 m, con una capacidad de 98 T/pilote.
 - Muros lado oriental. Para los tramos de muros del acceso oriental se sugiere cimentar los pilotes a una profundidad de 10,7m y 11,70m, los mismos que dependiendo de su cercanía a los sondeos 1 o 2 tendrán pilotes con capacidades de 117 T/pilote y 128 T/pilote respectivamente.
 - Muros lado occidental. Para los tramos de muros del acceso occidental se sugiere cimentar los pilotes a una profundidad de

13,7m y 5,70m, los mismos que dependiendo de su cercanía a los sondeos 6 o 7 tendrán pilotes de con capacidades de 136 T/pilote y 79 T/pilote respectivamente.

- b) Diseño estructural del tablero de hormigón sobre vigas metálicas de un solo tramo de 40 metros de luz.
- Estribo Inicial. Se sugiere para este estribo cimentar los pilotes a una profundidad de 9,50 m, con capacidad de 181 T/pilote.
 - Estribo Final. Es necesario cimentar los pilotes a una profundidad de 10,50 m con una capacidad de 199 T/pilote.
 - Muros lado oriental. Para los tramos de muros del acceso oriental se sugiere cimentar los pilotes a una profundidad de 10,5m y 11,50m, los mismos que dependiendo de su cercanía a los sondeos 1 o 2 tendrán pilotes de con capacidades de 117 T/pilote y 128 T/pilote respectivamente.
 - Muros lado occidental. Para los tramos de muros del acceso occidental se sugiere cimentar los pilotes a una profundidad de 13,5m y 5,5m, los mismos que dependiendo de su cercanía a los sondeos 6 o 7 tendrán pilotes de con capacidades de 136 T/pilote y 79 T/pilote respectivamente.

A continuación se presentan las tablas 2.16 y 2.17 que contienen el detalle de las cotas de fundación y los datos de diseño considerados para el diseño estructural de los elementos de las dos alternativas:

TABLA 2.16

TABLERO DE HORMIGÓN SOBRE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO CON 2 TRAMOS DE 20 METROS DE LUZ.

ELEMENTO	COTA DE ZAPATA (m)	COTA DE CIMENTACION DE PILOTES (m)	DATOS DE DISEÑO		
			DIAMETRO (∅) (m)	RESISTENCIA DE DISEÑO (Qty) (tn)	
ESTRIBO INICIAL	2929.69	2920	0.8	181	
PILA CENTRAL	2929.69	2921	0.6	98	
ESTRIBO FINAL	2929.69	2919	0.8	199	
	TRAMO				
MURO LADO ORIENTAL	1	2929.69	2920	0.8	181
	2	2929.69	2918	0.8	128
	3	2929.69	2918	0.8	128
	4	2929.69	2919	0.8	117
	5	2929.69	2919	0.8	117
	6	2929.69	2919	0.8	117
	7	2929.69	2919	0.8	117
	TRAMO				
MURO LADO OCCIDENTAL	1	2929.69	2919	0.8	199
	2	2929.69	2919	0.8	199
	3	2929.69	2916	0.8	136
	4	2929.69	2916	0.8	136
	5	2929.69	2916	0.8	136

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 2.17

TABLERO DE HORMIGÓN SOBRE VIGAS METÁLICAS DE UN SOLO TRAMO DE 40 METROS DE LUZ.

ELEMENTO	COTA DE ZAPATA (m)	COTA DE CIMENTACION DE PILOTES (m)	DATOS DE DISEÑO		
			DIAMETRO (∅) (m)	RESISTENCIA DE DISEÑO (Qtd) (tn)	
ESTRIBO INICIAL	2929.44	2920	0.8	181	
PILA CENTRAL	-	-			
ESTRIBO FINAL	2929.44	2919	0.8	199	
	TRAMO				
MURO LADO ORIENTAL	1	2929.44	2920	0.8	181
	2	2929.44	2918	0.8	128
	3	2929.44	2918	0.8	128
	4	2929.44	2919	0.8	117
	5	2929.44	2919	0.8	117
	6	2929.44	2919	0.8	117
	7	2929.44	2919	0.8	117
	TRAMO				
MURO LADO OCCIDENTAL	1	2929.44	2919	0.8	199
	2	2929.44	2919	0.8	199
	3	2929.44	2916	0.8	136
	4	2929.44	2916	0.8	136
	5	2929.44	2916	0.8	136
	6	2929.44	2924	0.8	79

Fuente: Elaboración Propia

2.6.6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Del análisis de la información técnica se concluye que el proyecto se localizará en una zona con depósito lagunar de ceniza (cangagua QL) con morfología plana, que yace sobre rocas volcánicas de edad cuaternaria.
- La Geología estructural de la zona no es atravesada por fallas directamente, sin embargo existen fallas débilmente activas dispuestas en los alrededores, por lo cual se emplearon criterios de diseño sísmicos para los elementos del Paso a Densivel.
- Los riesgos volcánicos como caída de ceniza producidos por la cercanía del volcán Guagua Pichincha, que podrían afectar al proyecto, no impiden la viabilidad de su ejecución, sin embargo, deben ser considerados durante las fases de construcción y mantenimiento.
- Las bajas pendientes topográficas en la zona minimizan posibles deslizamientos, no obstante los trabajos de relleno en la zona occidental deberán efectuarse desde el nivel inferior hasta llegar a la cota de cimentación de la zapata para evitar superficies de desplazamiento.
- Las fuentes de materiales para la realización de rellenos y obras civiles estarán localizadas en el área de Pintag, Pifo y el Chasqui evaluadas a profundidad en el estudio de suelos.
- Los trabajos de campo consistieron en 7 perforaciones de 8 a 13 m de profundidad con muestreo en cada uno de los sondeos por cada metro de profundidad.
- El tipo de suelo de la zona es limoso (M) y limo arenoso (ML) derivados de materiales piroclásticos con presencia de arena muy fina y ocasionalmente con incremento de arcilla con la profundidad.
- El nivel freático en los siete sondeos realizados fluctúa entre los 2.30m y 4.50m de profundidad.

- De las tres alternativas propuestas para la cimentación se utilizó los criterios y datos de la alternativa de Cimentación profunda mediante pilotes de acero hincados, luego rellenos con hormigón hidráulico y refuerzo interior; debido a la presencia del nivel freático en estratos superficiales que dificulta los procesos constructivos, además de las condiciones actuales del flujo vehicular de la zona donde se implantará la estructura.
- El diseño de la superestructura se realizó considerando dos alternativas distintas de vigas de acero y vigas de hormigón, las conclusiones para cada uno de los elementos estructurales de ambas alternativas se expresan a continuación:

1.- Alternativa (a), vigas de hormigón

Estribo Inicial.-

- _ El suelo a nivel de cimentación es de tipo limo arenoso (ML).
- _ Se sugiere cimentar los pilotes, a una profundidad de 9.70 m, a la cota 2920 m. bajo la cota de zapata, con capacidad de 181 T/pilote.

Pila Central.-

- _ El suelo a nivel de cimentación es de tipo arena limosa (SM).
- _ Se sugiere cimentar los pilotes, a una profundidad de 8.70 m, bajo la cota de zapata a la cota 2921 m, con capacidad de 98 T/pilote.

Estribo Final.-

- _ El suelo a nivel de cimentación es de tipo arena limosa (SM).
- _ Es necesario cimentar los pilotes, a una profundidad de 10.70 m, a la cota 2919 m. bajo la cota de zapata, con capacidad de 199 T/pilote.

Muros lado Oriental.-

- _ El suelo a nivel de cimentación es de tipo limo arenoso (ML) y arena limosa (SM).
- _ Se sugiere cimentar los pilotes a una profundidad de 10.7m y 11.70m, los mismos que dependiendo de su cercanía a los sondeos 1 o 2 tendrán pilotes con capacidades de 117 T/pilote y 128 T/pilote respectivamente.

Muros lado Occidental.-

- _ El suelo a nivel de cimentación es de tipo limo arenoso (ML) y arena limosa (SM).
- _ Se sugiere cimentar los pilotes a una profundidad de 13.7m y 5.70m, los mismos que dependiendo de su cercanía a los sondeos 6 o 7 tendrán pilotes con capacidades de 136 T/pilote y 79 T/pilote respectivamente.

2.- Alternativa (b), vigas de acero.

Estribo Inicial.-

- _ El suelo a nivel de cimentación es de tipo limo arenoso (ML).
- _ Se sugiere cimentar los pilotes, a una profundidad de 9.50 m, a la cota 2920 m. bajo la cota de zapata, con capacidad de 181 T/pilote.

Estribo Final.-

- _ El suelo a nivel de cimentación es del tipo arena limosa (SM).
- _ Es necesario cimentar los pilotes, a una profundidad de 10.50 m, a la cota 2919 m. bajo la cota de zapata, con capacidad de 199 T/pilote.

Muros lado Oriental.-

- _ El suelo a nivel de cimentación es de tipo limo arenoso (ML) y arena limosa (SM).
- _ Se sugiere cimentar los pilotes a una profundidad de 10.50m y 11.50m, los mismos que dependiendo de su cercanía a los sondeos

1 o 2 tendrán pilotes con capacidades de 117 T/pilote y 128 T/pilote respectivamente.

Muros lado Occidental.-

_ El suelo a nivel de cimentación es de tipo limo arenoso (ML) y arena limosa (SM).

_ Se sugiere cimentar los pilotes a una profundidad de 13.5m y 5.50m, los mismos que dependiendo de su cercanía a los sondeos 6 o 7 tendrán pilotes con capacidades de 136 T/pilote y 79 T/pilote respectivamente.

- Para el relleno en los accesos de las dos alternativas considerar un suelo con las siguientes características: $\gamma_d = 1,80 \text{ T/m}^3$ y $\phi = 32^\circ$.
- Para la ejecución del Proyecto se recomienda el siguiente proceso constructivo:
 - Hincado de pilotes hasta la cota de cimentación.
 - Rellenado de pilotes con hormigón estructural, provisto de acero de refuerzo corrugado, armado fuera del pilote.
 - Construcción de estribos.
 - Construcción de pasos provisionales detrás de los estribos para permitir el flujo de tráfico de la Av. Maldonado
 - Construcción de pila central (Alternativa en Hormigón)
 - Colocación y/o fundición de vigas y tableros.
 - Habilitación del tráfico por la Av. Maldonado.
 - Construcción de los muros de acceso y sus respectivos rellenos en el lado oriental y occidental del Proyecto.

CAPITULO III

3. PRIMERA ALTERNATIVA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGON

3.1. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

3.1.1. SUPERESTRUCTURA

Los elementos de la superestructura fueron diseñados con la aplicación de los siguientes parámetros principales:

- Carga viva: Carga HS-MOP.
- Material de las vigas principales: Hormigón $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Material del tablero: Hormigón $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Material del tablero: Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Protecciones laterales: Hormigón armado
- Diafragmas transversales: Hormigón armado, dos en el centro de la luz de cada tramo y cuatro en los extremos sobre los estribos y pila

3.1.2. INFRAESTRUCTURA

Los siguientes parámetros fueron utilizados para el diseño de la infraestructura

- Nivel de Cimentación zapata: 2,929.69 msnm
- Coeficiente de presión activa del relleno: $K_a = 0,278$
- Factor de seguridad al volcamiento: 2,00
- Factor de seguridad al deslizamiento: 1,50
- Coeficiente de rozamiento suelo hormigón: 0,625
- Resistencia del Hormigón: $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia del Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

3.2. NORMAS DE DISEÑO: AASHTO STANDAR 2002

Las normas aplicadas en el diseño del paso a desnivel, se detallan en el Código AASHTO STANDAR versión 2002 y sus correspondientes addendums de los años posteriores. En forma general se han aplicado las siguientes especificaciones particulares:

3.2.1. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

- Método de diseño: Última resistencia o factores de carga
- Grupos de combinaciones de carga más usados:
Grupo I: $1, 3 (U_{cm} + 1, 67 U_{cv+i})$
Grupo VII: $1,69 U_{cm} + 1,30 U_{eq}$
- Relación para el cálculo del refuerzo máximo: 0.50 pb
- Relación para el cálculo del refuerzo mínimo:
 $1,20 \rho$ veces ρ agrietamiento
 $1,33 \rho$ veces del ρ cálculo
- Comprobación del sismo: Método de Mononobe Okabe
- Esfuerzo admisible del corte del hormigón: 8,87 kg/cm²

En lo que se refiere a las especificaciones generales para la construcción de los puentes, el diseño se basa en lo establecido en la sección II del código ASSHTO, que para los casos que nos ocupan establecen las siguientes recomendaciones principales

- El hormigón estructural deberá disponer de una estructura consistente, con ausencia de hormigueros o vacíos.
- El recubrimiento del acero de refuerzo siempre será el especificado. En ningún caso se permitirá varillas descubiertas en la superficie del concreto;
- El acero de refuerzo ordinario deberá cumplir con las normas INEN relativas a la capacidad de doblado y fragilidad.

- Todas las estructuras dispondrán de una contraflecha o “camber” que permita contrarrestar las deflexiones producidas por la carga muerta

3.3. DATOS GENERALES

3.3.1. SUPERESTRUCTURA

En este caso se ha determinado dos tramos de 20 metros cada una, logrando vencer la luz necesaria de 40 metros con la cual se establece seguridad vehicular y facilidad para la construcción de los estribos y pila intermedia. Para satisfacer estas condiciones el inicio del tablero se ubica en la abscisa 0+110.62 Llegando al final del primer tramo en la 0+130.85 En donde se encuentra la pila, el segundo tramo se inicia en la abscisa 0+130.85 y el fin en la 0+150.62

La sección transversal entregada en el diseño vial de la Intersección entre las Avenidas Pedro Vicente Maldonado y Escalón 1 con un ancho total de 8,50 metros define dos vías de tráfico de 3,65 metros cada una y dos veredas laterales de 0,60 metros que además reciben las protecciones laterales del puente

Esta sección transversal se define con un tablero de hormigón armado de 0,20 metros de espesor diseñado con refuerzo principal perpendicular al tráfico, bajo este tablero y de manera monolítica se implantan tres vigas de 0,40 x 1,50 metros de sección constante en toda la longitud, y concebidas con el mismo material del tablero. Estos elementos principales tienen un espaciamiento de 2.85 metros entre ejes y para evitar los efectos de cambios bruscos de rigidez en la unión con el tablero se han colocado cartelas de 0,15 x 0,15 m. La resistencia transversal se consigue con la inclusión de tres diafragmas transversales, ubicados uno en el centro del vano y dos sobre los apoyos en los estribos y pila.

Las protecciones laterales han sido proyectadas de hormigón armado para los postes con sección de 0,25 x 0,25 y barandales con sección de 0,20 x 0,20. El sistema de drenaje consiste en una capa de rodadura de hormigón asfáltico de 0,05 m de espesor con pendientes transversales del 2% y drenes ubicados en los

extremos cada 5,0 m formados por tubos de PVC de 100 mm de diámetro. La altura total de la superestructura define un galibo de seguridad de 5,60 metros.

3.3.2. INFRAESTRUCTURA.

3.3.2.1. Estribos

En este caso se ha proyectado dos estribos de hormigón armado de iguales características en ambos extremos.

La estructura consiste del cuerpo principal de 6,0 x 1,20 metros sobre la cual se ubica la pantalla frontal de 1,55 x 0,30 metros además de trabas antisísmica para eventuales movimientos transversales. Las pantallas laterales de 7,55 x 0,35 metros que llegan hasta el nivel de la rasante para contener el relleno posterior.

Los estribos tienen una altura total de 9,15 metros, de los cuales 1,6 metros son del espesor de la zapata que tiene 7,20 metros de ancho. La cimentación de los estribos es profunda o mediante pilotes conforme las recomendaciones del estudio de suelos. El sistema de drenaje se forma con material permeable de relleno ubicado detrás de la pantalla y drenes de tubería de PVC de 100 mm de diámetro.

El sistema de apoyo son placas de neopreno de 0,28 x 0,28 x 0,028 de dureza shore 60 en este caso concebidas como reforzadas con 1 lamina de acero de 2mm de espesor

3.3.2.2. Pila

Para este caso se ha proyectado una pila central de hormigón armado, la estructura consiste de tres columnas circulares de 0,70 metros de diámetro que sostienen una viga cabezal sobre la cual en sus extremos se disponen trabas antisísmicas para soportar eventuales movimientos transversales; adicionalmente y para brindar el soporte transversal necesario a las columnas se ha dispuesto una viga de arriostamiento de 0,50 x 0,80 metros.

La pila tiene una altura total de 7,60 metros de los cuales en la parte central 1,50 metros corresponden a una viga de amarre que es pare de la zapata de 3,8 metros de ancho. La cimentación de la pila es profunda o mediante pilotes conforme las recomendaciones del estudio de suelos.

El sistema de apoyo son placas de neopreno de 0,28 x 0,28 x 0,028 de dureza shore 60 en este caso concebidas como reforzadas con 1 lamina de acero de 2mm de espesor.

3.3.2.3. Muros de acceso

Para este caso se ha proyectado muros de acceso de hormigón armado tanto en la zona oriental y occidental de la estructura los muros que se desarrollan con pendiente del 8% entre la cota de rasante de la avenida Escalón 1 y la cota de rasante del paso a desnivel.

Debido a las condiciones del suelo de cimentación y conforme a las recomendaciones del estudio de suelos se ha dispuesto una sección transversal tipo canal sobre pilotes cuyas pantallas laterales son de sección variable de 0,35 metros en la parte superior a 1,20 en la inferior.

La altura de los muros varía según la pendiente indicada y para su diseño se han dividido tramos de 15 metros. La zapata que recibe las pantallas tiene un espesor variable según el tramo con un ancho constante de 8,90 metros.

El sistema de drenaje se forma con material permeable de relleno ubicado detrás de las pantallas y drenes de tubería de PVC de 100 mm de diámetro.

3.4. DATOS PARTICULARES

3.4.1. GEOMETRIA DEL PUENTE

LONGITUD TOTAL	Lt	=	20.00 m
ANCHO CALZADA	Ac	=	7.30 m
ANCHO VEREDA	Av	=	0.60 m
ANCHO TOTAL	At	=	8.50 m
LUZ DE CALCULO	Lc	=	19.50 m
PENDIENTE TRANSVERSAL	Pt	=	2.00 % (ambos lados)
NUMERO DE VIGAS	Nv	=	3
SEPARACION ENTRE VIGAS	Sv	=	2.85 m
NUMERO DE VIAS	Nvías	=	2
ESPEJOR CAPA DE RODADURA	ecr	=	0.05 m

3.4.2. MATERIALES

HORMIGON	f'c	=	280 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	Fy	=	4,200 kg/cm
MODULO ELASTICIDAD ACERO	Ec	=	2, 030,000 kg/cm ²
MODULO ELASTICIDAD HORMIGON	Es	=	200,798 kg/cm ² ò 12000* $\sqrt{f'c}$

3.4.3. NORMAS DE DISEÑO

AASHTO 2002

SOBRECARGA: HS MOP ó CARGA EQUIVALENTE MAYORADA (25%)

3.5. DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES

De acuerdo al Art. 2.7.4.1, las protecciones se diseñarán por teoría elástica. Diseñaremos las protecciones que serán de hormigón, monolíticos con los postes, y barandales, para lo cual adoptamos una distribución de protecciones como las que se indican en los gráficos 3.5.1 y 3.5.2.

GRAFICO 3.5.1

(DISTRIBUCIÓN DE PROTECCIONES LATERALES)

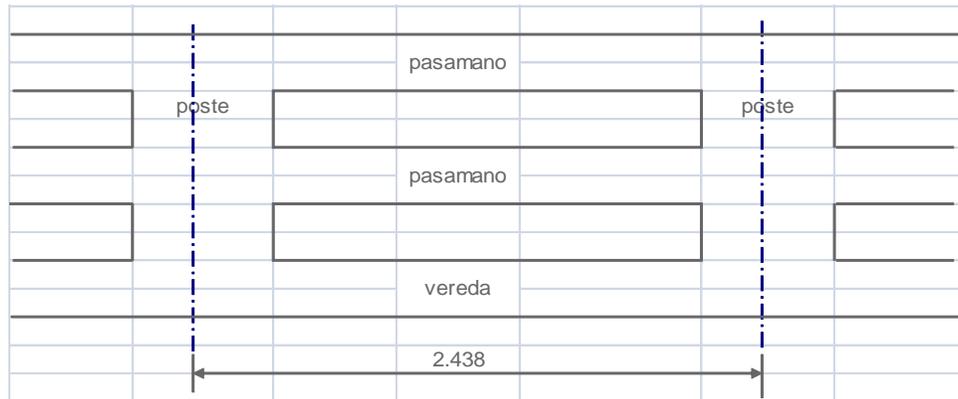
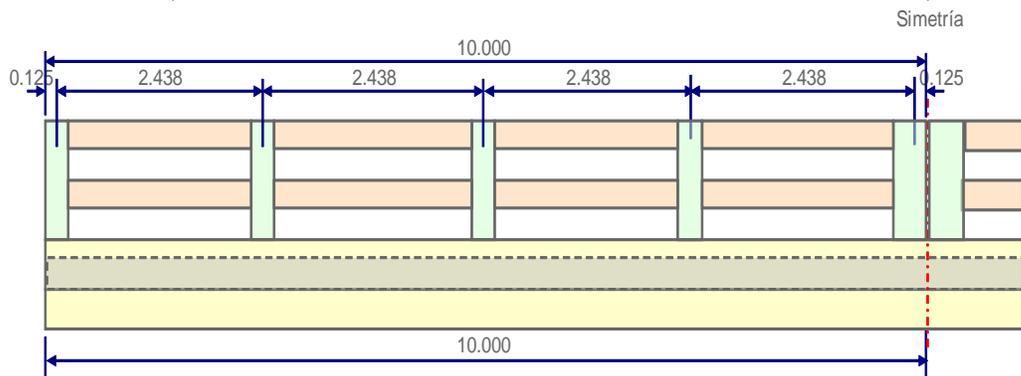


GRAFICO 3.5.2

(DISTRIBUCIÓN DE PROTECCIONES LATERALES)



DATOS

FLEXION:

$f_c = 112 \text{ kg/cm}^2$ $0,4f'_c = 0,4 \times 280$ (Esfuerzo de trabajo del concreto).

$f_s = 1680 \text{ kg/cm}^2$ $0,4 F_y = 0,4 \times 4200$ (Esfuerzo de trabajo del acero).

$n = 10.110$ E_s/E_c Relación de módulos de elasticidad Acero/ hormigón

$k = 0.403$ $\frac{n \cdot f_c}{(n \cdot f_c + f_s)}$

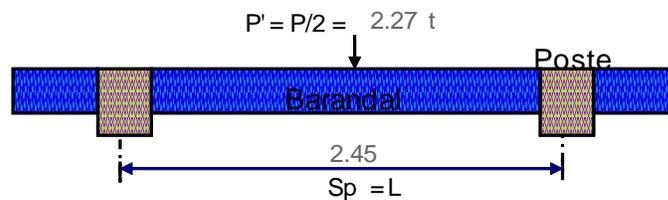
$j = 0.866$ $1 - k/3$

$R = 19.521$ $\frac{f_c \cdot j \cdot k}{2}$

FLEXION

GRAFICO 3.5.3

(ESQUEMA POSTE-BARANDAL MOMENTO)



$P = 4.540 \text{ t}$ Art. 2.7.1.3.5

$L_p = 2.438 \text{ m}$ $P' = P/2$

$M_{ext} = P'L / 6$

TABLA 3.5.1
DISEÑO A FLEXIÓN DE BARANDAL

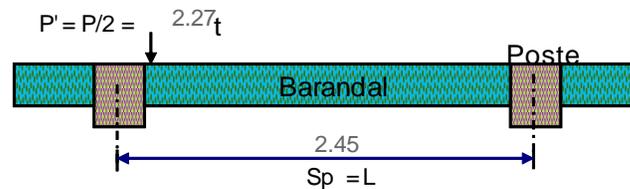
Mext =	0.922	tm	
Mr =	1,5Rbd ²		Aplicando Art. 3.24.2.2, incrementamos los esfuerzos admisibles en un 50 %
dnec =	$\frac{Mr}{1,5Rb}$		Reemplazando Mr por Mext y adoptando :
b =	20.0	cm	
dnec =	12.6	cm	Altura efectiva calculada
h =	20.0	cm	Adoptado
r =	3.0	cm	Recubrimiento
dreal =	17.0	cm	Altura efectiva real
fs =	1,680	kg/cm ²	
fs' =	2,520	kg/cm ²	1,5x1680
As =	2.49	cm ²	As = M/fsjd
Usar:	2 φ 14 mm ambas caras		4 φ 14 mm/ PASAMANO

Fuente: Elaboración Propia

CORTE:

GRAFICO 3.5.4

(ESQUEMA POSTE-BARANDAL CORTE)



CORTE:

$$V = 2.27 \text{ t} \qquad P' = P/2$$

$$v = V/bd$$

$$v = 6.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc = 0.0 \qquad \text{Asumido por seguridad}$$

Usamos: Estribos \varnothing 10 mm

$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

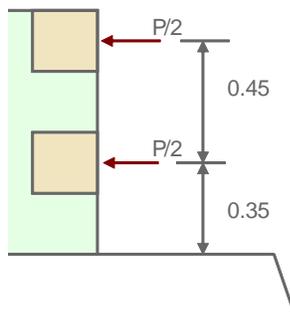
$$S = A_v f_s / (v - v_c) b$$

$$S = 29.6 \text{ cm}$$

Usar: 1E \varnothing 10 mm a 0,15 m

POSTES

GRAFICO 3.5.5
(D.C.L POSTES)



$$M_{ex} = 2.611 \text{ tm} \quad M = P/2(h_1+h_2)$$

$$b = 25.00 \text{ cm} \quad M_r = 1,50Rbd$$

$$d_{nec} = 18.88 \text{ cm}$$

$$h = 25.00 \text{ cm} \quad \text{Adoptado}$$

$$r = 3.00 \text{ cm}$$

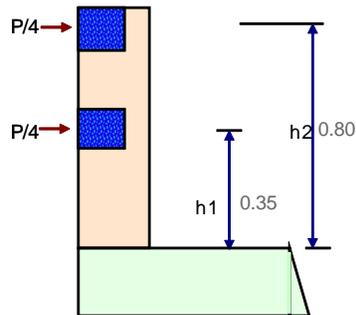
$$d_{real} = 22.00 \text{ cm}$$

$$f_s' = 2,520.0 \text{ kg/cm}^2 \quad 1,5 f_s$$

$$A_s = 5.44 \text{ cm}^2$$

Lado exterior: En el lado exterior aplicamos la mitad de las cargas

**GRAFICO 3.5.6
(D.C.L POSTES)**



$$M = P/4(h1+h2)$$

$$M = 1.305 \text{ tm}$$

Al ser el momento, exactamente la mitad, la armadura será también la mitad pero colocaremos lo mismo

$$As = 2.72 \text{ cm}^2$$

Usar: 3 Ø 16 mm en ambas caras o 6 Ø 16 mm/POSTE

CORTE:

$$v = 8.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = P$$

$$vc = 0.0 \text{ Asumido por seguridad}$$

$$V = 4.54 \text{ t}$$

$$fs = 1,680.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = V/ bd$$

Usamos: Estribos Ø 10 mm

$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$ Área del estribo: dos ramas

$$S = A_v f_s / (v - v_c) b$$

$$S = 12.8 \text{ cm}$$

Usar: 1 E \varnothing 10 mm a 0,10 m

3.5.1. ARMADO DE PROTECCIONES LATERALES

GRAFICO 3.5.7

ARMADO PROTECCIONES LATERALES

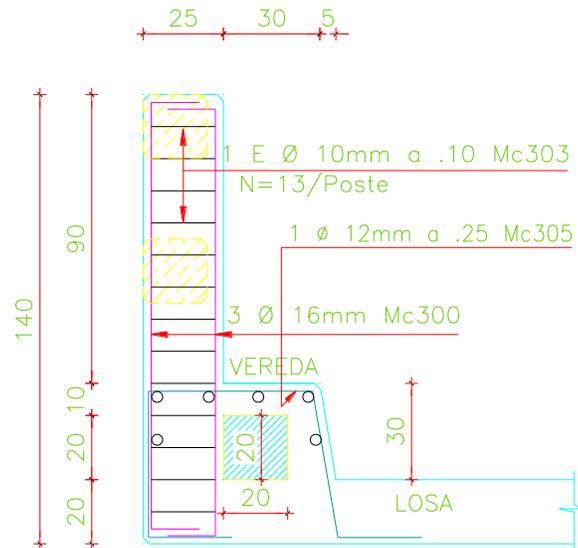


GRAFICO 3.5.8

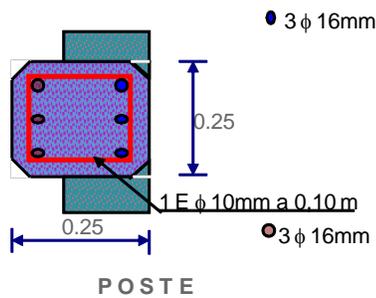
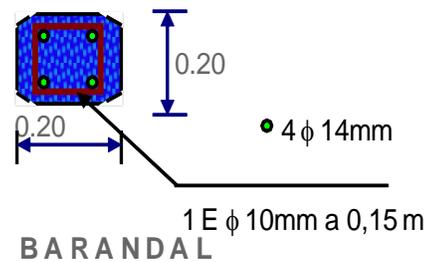


GRAFICO 3.5.9

(ARMADO POSTE) (ARMADO BARANDAL)



3.6. CARGAS POSTERIORES

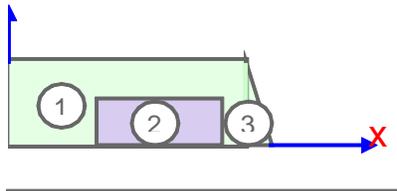
POSTES: 10 Número de postes = 0.068 t/m

PASAMANOS: = 0.168 t/m

Wpostes + Pasamanos = 0.236 t/m

ACERA:

**GRAFICO 3.6.1
(SECCIÓN ACERA)**



**TABLA 3.6.1
PROPIEDADES GEOMÉTRICAS**

Fig	b	h	No	A	x	A x
①	0.55	0.30	1.00	0.165	0.275	0.045
②	0.20	0.20	-1.00	-0.040	0.350	-0.014
③	0.05	0.30	0.50	0.008	0.567	0.004
				0.133		0.036

Fuente: Elaboración Propia

$$x_{cg} = 0.269 \text{ m}$$

$$w_a = 0.318 \text{ t/m}$$

CAPA DE RODADURA:

$$A_c = 7.30 \text{ m}$$

$$e_{cr} = 0.05 \text{ m}$$

$$w_{cr} = 0.803 \text{ t/m}$$

CARGAS POSTERIORES POR VIGA

$$\text{No de vigas} = 3 \text{ U}$$

$$W_{acb} / \text{viga} = 0.637 \text{ t/m}$$

Aplicando el Art. 3.23.2.3.1.1, distribuimos proporcionalmente al número de vigas

ESPESOR DEL TABLERO

Tablero con refuerzo perpendicular al tráfico

- Sv = 2.850 m Separación vigas
- b = 0.400 m ancho del alma de viga adoptado
- St = 2.450 m luz de cálculo del tablero
- t > (0,10+St/30) Art. 8.9.2, para más de dos apoyos AASHTO 1983
- t_{min} = 0.165 m Espesor mínimo de tablero
- t > 0.182 m
- t = 0.200 m

3.7.1. CARGA MUERTA: VOLADIZO – TRAMO

GRAFICO 3.7.2

ESQUEMA VOLADIZO

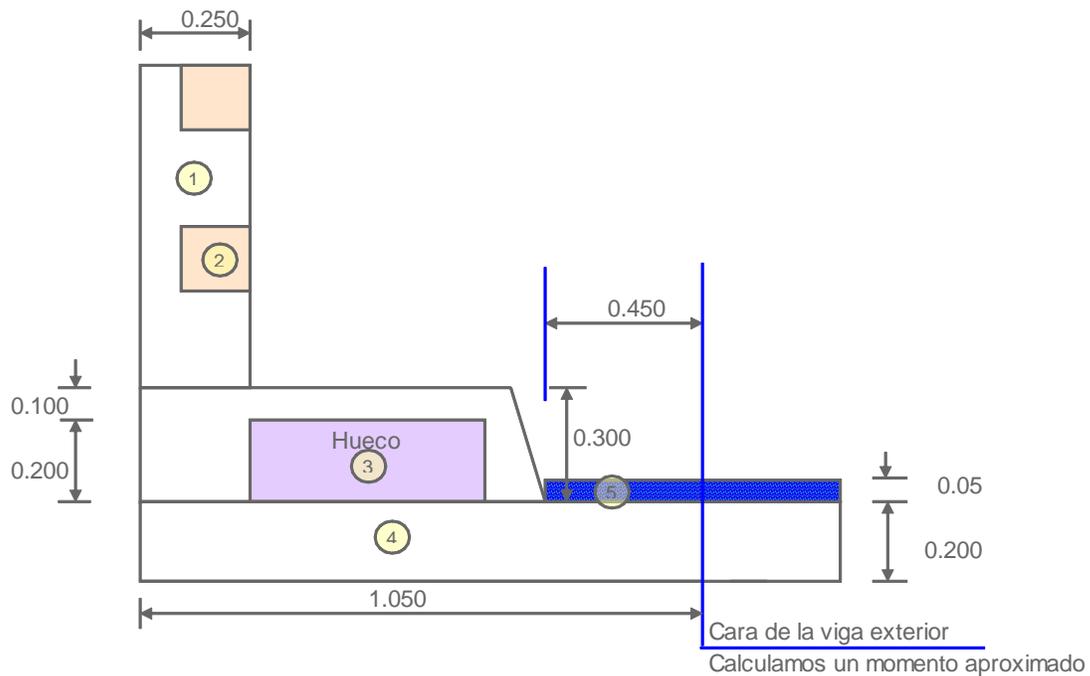


TABLA 3.7.1
CARGAS EN VOLADIZO

DESCRIPCION DE ELEMENTOS	CARGA	P (En 1 metro)
Poste de hormigón	P1	0.068
Pasamano	P2	0.168
Acera	P3	0.2520
Tablero	P4	0.4627
Capa de rodadura	P5	0.0893

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 3.7.2
MOMENTO EN VOLADIZO

No	P (t)	d (m)	M = P d (tm)
1	0.068	0.925	0.062
2	0.168	0.900	0.151
3	0.318	0.781	0.248
4	0.504	0.525	0.265
5	0.050	0.225	0.011
Total	Mcm =		0.738

poste
pasamano
acera
tablero
capa
rodadura

Fuente: Elaboración Propia

TRAMO Y APOYOS INTERIORES

$$w = (0.20m \times 2.4 \text{ t/m}^3 + 0.05 \times 2.2 \text{ t/m}^3) \times 1m$$

$$w = 0.590 \text{ t/m}$$

$$St = 2.450 \text{ m}$$

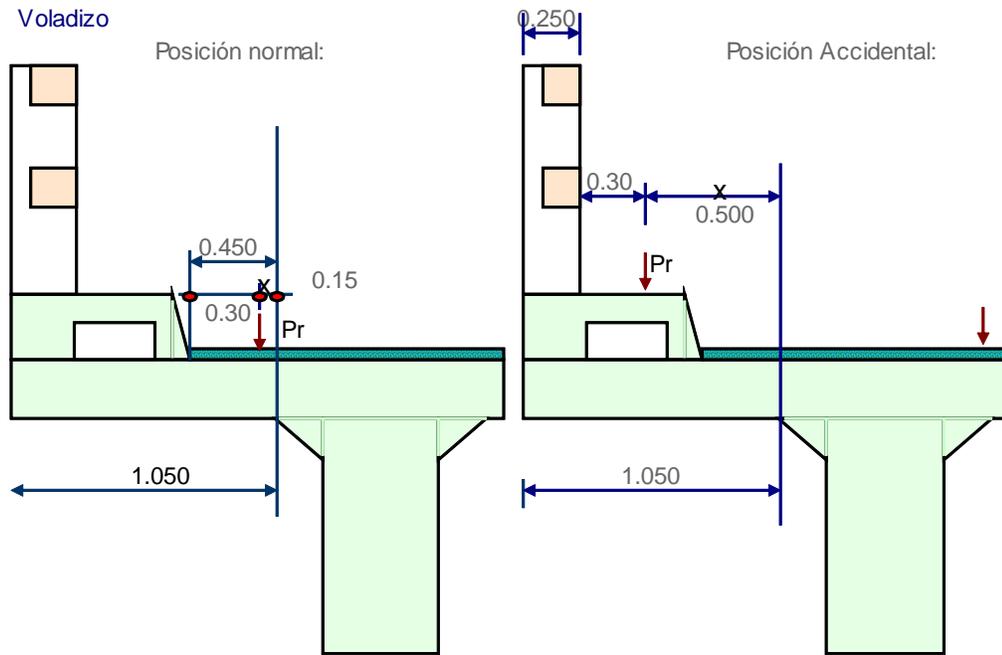
$$Mcm = \frac{w * S^2}{10}$$

$$Mcm = 0.354 \text{ tm}$$

3.7.2. CARGA VIVA: VOLADIZO: POSICION NORMAL Y ACCIDENTAL

GRAFICO 3.7.3

CARGA VIVA EN VOLADIZO



$Pr = 10.00 \text{ t}$

Sobrecarga: HS MOP

TABLA 3.7.3

MOMENTOS DE CARGA NORMAL Y ACCIDENTAL

Posición	Normal	Accidental.
x m	0.150	0.500
E m	1.263	1.543
I	1.300	1.300
Mcv+i tm	1.544	4.213

$M_{cv} = (P / E) x$

$E = 0,8x+1,143$

TRAMO Y APOYOS INTERIORES

$$M_{cv+i} = 1.30 * 0.8 * \left(\frac{St + 0.61}{9.74} \right) * Pr$$

Donde:

St = Luz de cálculo del tablero

Pr = Carga de rueda ubicada a 30 cm. Desde la cara del bordillo

E = Ancho de distribución por efecto de la carga de la rueda

$$M_{cv+i} = 3.267 \quad \text{tm}$$

3.7.3. MOMENTOS ÚLTIMO DE DISEÑO

GRUPO I Los grupo I II III son aplicables tanto para los elementos de la infraestructura, como para la superestructura.

$$M_u = 1,3 \times (M_{cm} + 1,67M_{cv+i}) \quad \text{Pos. Normal}$$

$$M_u = 1,3 \times (M_{cm} + 1,00M_{cv+i}) \quad \text{Pos. Accidental}$$

VOLADIZO

$$M_u = 4.311 \quad \text{tm} \quad \text{Pos. Normal}$$

$$M_u = 6.435 \quad \text{tm} \quad \text{Pos. Accidental}$$

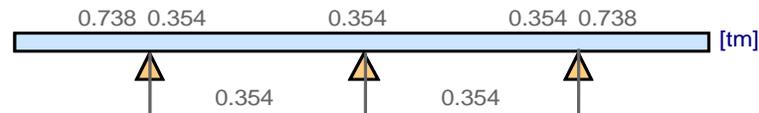
TRAMO Y APOYOS INTERIORES

$$M_u = 7.554 \quad \text{tm}$$

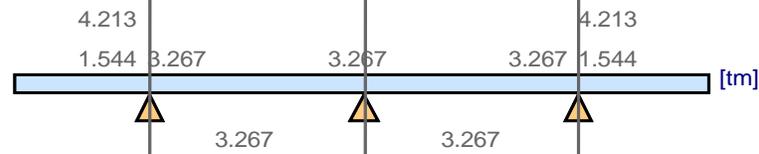
GRAFICO 3.7.4 RESUMEN DE MOMENTOS

Resumen de momentos:

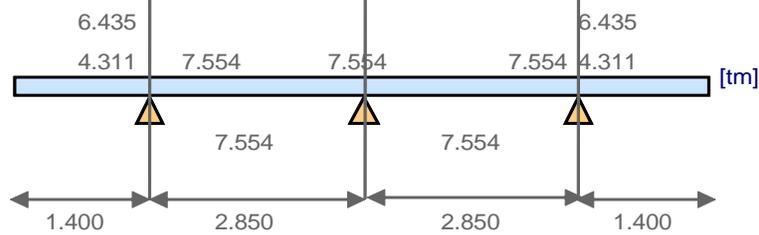
Carga muerta



Carga viva + impacto:



Resumen de momentos: [Mu]



3.7.4. ARMADURAS

ARMADURA A FLEXION

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 100.0 \text{ cm}$

$h = 20.0 \text{ cm}$

$b_1 = 0.85$

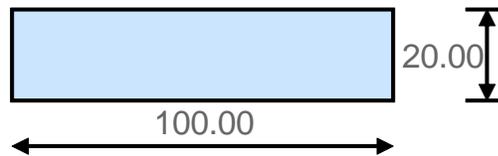
$r_i = 3.0 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior

$r_s = 3.0 \text{ cm}$ Recubrimiento superior

$d_i = 17.0 \text{ cm}$ Altura efectiva para $A_s(+)$

$d_s = 17.0 \text{ cm}$ Altura efectiva para $A_s(-)$

GRAFICO 3.7.5
SECCIÓN ANALIZADA



$$f_r = 1.974 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 33.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_g = 66,666.7 \text{ cm}^4$$

$$y_t = h/2$$

$$y_t = 10.00 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t}$$

$$M_{cr} = 2.2 \text{ tm}$$

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_n = M_u \quad \text{Momento nominal es igual a momento último resistente}$$

$$M_u = 1.2 M_{cr} / \phi \quad \phi = 0.9$$

$$M_u = 2.951 \text{ tm} \quad \text{Momento último mínimo que debe tener la sección}$$

$$w = 0.042$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0028$$

FORMULAS

$$k = \frac{M_u}{\phi * d^2 * b * f_c}$$

$$W = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$\rho = W * \frac{f_c}{F_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * f_c * \beta_1}{F_y} \left(\frac{6090}{6090 + F_y} \right)$$

DETERMINACION DEL ρ calculado

TABLA 3.7.4

ARMADURA EN TABLERO

Elemento:	Voladizo	A. Interior	Tramo
Mu tm	6.435	7.554	7.554
Ω	0.094	0.111	0.111
ρ	0.0062	0.0074	0.0074
ρ_{bal}	0.0285	0.0285	0.0285
0,5 ρ_{bal}	0.0214	0.0214	0.0214
$\rho_{mín}$	0.0028	0.0028	0.0028
Ru	72.806	72.806	72.806
Mul tm	21.041	21.041	21.041
As cm2	10.60	12.58	12.58

Usar.

- 1 Ø 18 mm a 0,20 m Armadura inferior
- 1 Ø 14 mm a 0,25 m + 1 Ø 14 mm a 0,20 m Armadura superior

ARMADURA DE DISTRIBUCION

$$\%Asd = 121/\sqrt{S}$$

% max = 67 Se colocará en la parte inferior del tablero, entre caras de vigas (S)

$$\%Asd = 77.3$$

$$\%Asd = 67$$

$$Asd = \% As(+)$$

$$Asd = 8.43 \text{ cm}^2$$

Usar:

Parte central	1 Ø 12 mm a 0,125 m en S/2
Parte exterior	1 Ø 12 mm a 0,20 m en S/4

ARMADURA DE TEMPERATURA

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menor que 0.0014

$$Ast = 2.64 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Se colocará en la parte superior del tablero}$$

Usar.

- 1 Ø 10 mm a 0,25 m En todas las áreas expuestas

VOLADIZO

$$M_u = 6.435 \text{ tm}$$

$$A_s = 10.60 \text{ cm}^2$$

TRAMO

$$M_u = 7.55 \text{ tm}$$

$$A_s = 12.58 \text{ cm}^2$$

APOYOS INTERIORES

$$M_u = 7.55 \text{ tm}$$

$$A_s = 12.58 \text{ cm}^2$$

Mínimo refuerzo

Art. 8.17.1.1: En una sección de un miembro en flexión, donde el refuerzo en tensión es requerido, el refuerzo provisto será el adecuado para desarrollar un momento de al menos 1,2 veces, el momento de agrietamiento calculado en base al módulo de rotura para concreto de peso normal.

$$\emptyset M_n \geq 1,2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = 2.2 \text{ tm}$$

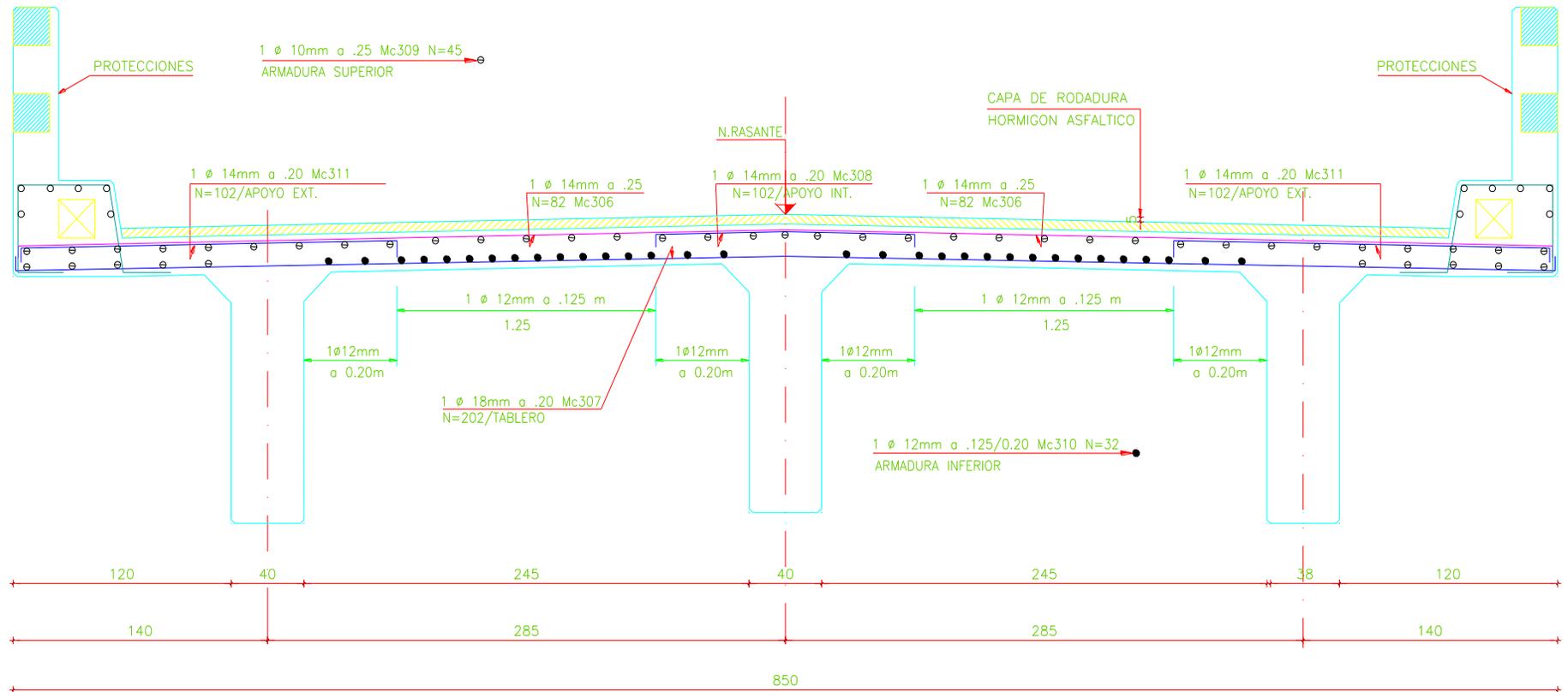
$$\rho_{\text{mín}} = 0.0028$$

$$A_{s\text{min}} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Usar:

Inferior	1 Ø 14 mm a 0,125 m
Superior	1 Ø 14 mm a 0,25 m + 1 Ø 16 mm a 0,25 m

GRAFICO 3.7.6
ARMADO DE LA SECCION TRANSVERSAL



3.8. CALCULO DE VIGAS

3.8.1. DATOS INICIALES PARA DISEÑO

L	=	20.000 m	Longitud total
Sv	=	2.850 m	Distancia centro a centro entre vigas
Lc	=	19.500 m	Luz de cálculo.- Art. 8.8
t	=	0.200 m	Espesor del tablero

ALTURA DE VIGA

h	=	0.070L	AASHTO 2002
h	³	1.400 m	Recomendación
h	=	1.500 m	Adoptado

ANCHO DE ALMA

b	=	0.400 m	Adoptado
---	---	---------	----------

ANCHO COLABORANTE

El ancho colaborante efectivo en el diseño de vigas está dado por:

Art. 8.10

La cuarta parte de la luz del puente Lc/4

Seis veces el espesor del tablero a cada lado del alma + el ancho del alma 12t + b

La distancia centro a centro entre vigas c.c vigas

B	=	2.85 m	Máximo disponible
---	---	---------------	-------------------

3.8.2. CARGAS

3.8.2.1. Carga muerta

Peso del tablero:	=	1.368 t/m	2,85 x 0,20 x 2,4
Peso del alma :	=	1.248 t/m	(1,50-0,20) x 0,40 x 2,4
Peso de cartelas:	=	0.054 t/m	0,15 x 0,15 x 2,4
Peso de acabados:	=	0.637 t/m	
<hr/>			
wcm	=	3.307 t/m	

Diafragmas.-

Diafragmas deberán ser usados en los extremos de una viga T, a menos que otros miembros sean provistos para resistir fuerzas laterales y mantener la geometría de la sección.

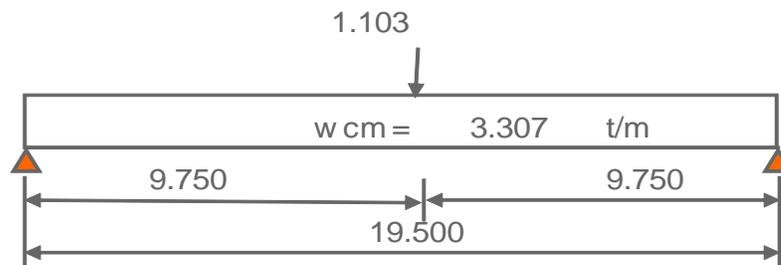
En la construcción de la viga T un diafragma intermedio se recomienda colocar en el punto de máximo momento positivo, para vanos que exceden los 12,20 m.

Peso del Diafragma del tramo

$$P_d = 1.103 \text{ t}$$

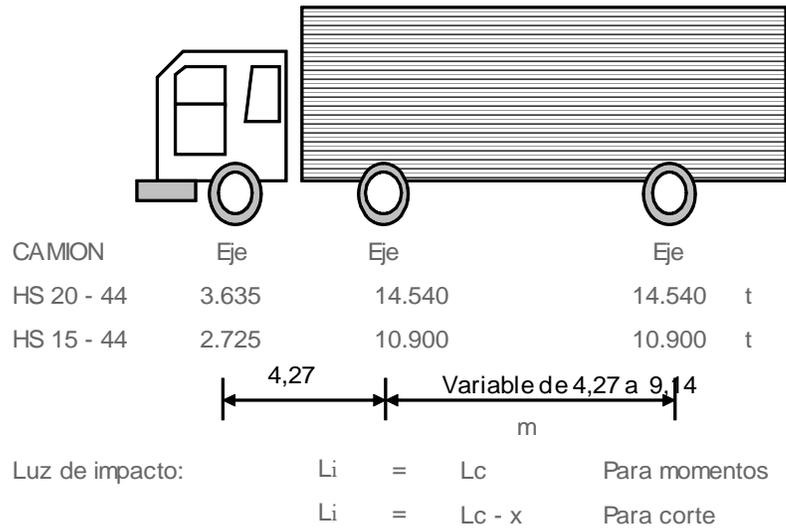
GRAFICO 3.8.1

PESO DEL DIAFRAGMA



3.8.2.2. Carga viva

GRAFICO 3.8.2
CARGA DE CAMIÓN



Sobrecarga:

HS MOP $P_r = 10.000$ t

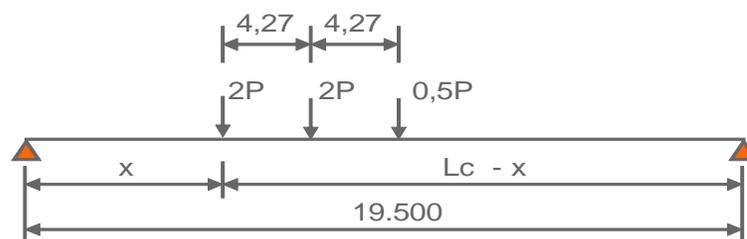
Carga Equivalente $w_{cv} = 1.190$ t/m

Mayorada 25 % $P_c = 14.750$ t

$P_m = 10.200$ t

Camión: HS MOP

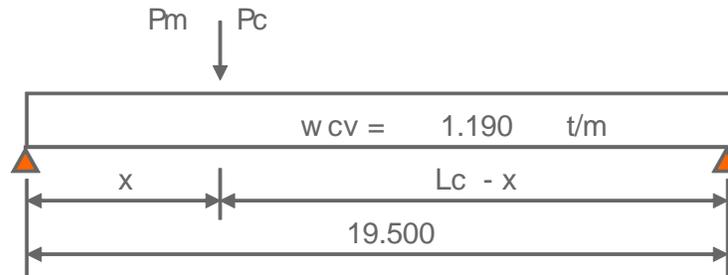
GRAFICO 3.8.3
ESQUEMA DE CARGA DE CAMIÓN



Carga Equivalente.

GRAFICO 3.8.4

ESQUEMA DE CARGA EQUIVALENTE



Impacto:

$$I = 15.24 / (L_i + 38) + 1$$

Factor de Distribución:

Art. 3.23.2

El factor de distribución es la repartición de la carga de los ejes longitudinales del vehículo sobre las vigas.

El momento de carga viva se calculará como la fracción de carga que se determina en la Tabla 3.23.1

Fd de Viga Interior

$$F_d = S / 1,829 \quad \text{Si } S \text{ no excede de } 3,05 \text{ m}$$

$$S_v = 2.850 \text{ m}$$

$$F_d = 1.558$$

Fd de Viga Exterior

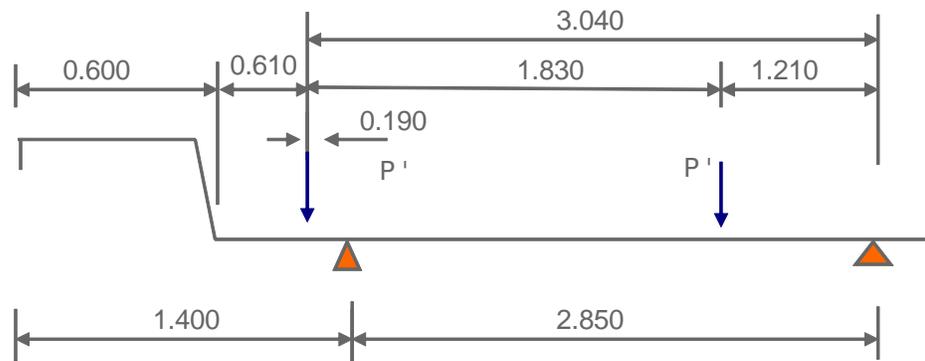
Para viga exterior.-

Para la viga exterior será la fracción de la carga de rueda, obtenida al considerar el tablero actuando como un simple apoyo entre vigas.

En ningún caso la viga exterior tendrá menor capacidad que la viga interior.

Para nuestro caso, tenemos puente de una vía tablero de hormigón y vigas T de hormigón. Debemos analizar el factor de distribución con la reacción en la viga, al considerar al tablero simplemente apoyado.

GRAFICO 3.8.5
DISTRIBUCIÓN DE CARGAS



Fd = 1.491 Factor de viga exterior

Fd = **1.558** Usamos Fd viga interior

3.8.3. DISEÑO A FLEXIÓN Y CORTE

3.8.3.1. Corte y Momentos de carga viva + impacto por viga

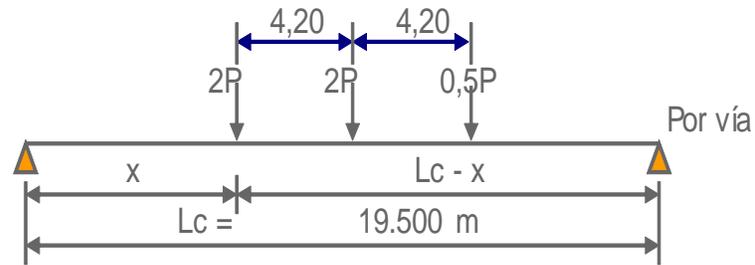
$$U_{cv+i} = \left(\frac{U_{cv}/\text{vía}}{2} \right) * F_d * i$$

MOMENTOS POR CAMION HS MOP

POSICION 1: EJE TRASERO SOBRE EL PUNTO INVESTIGADO

GRAFICO 3.8.6

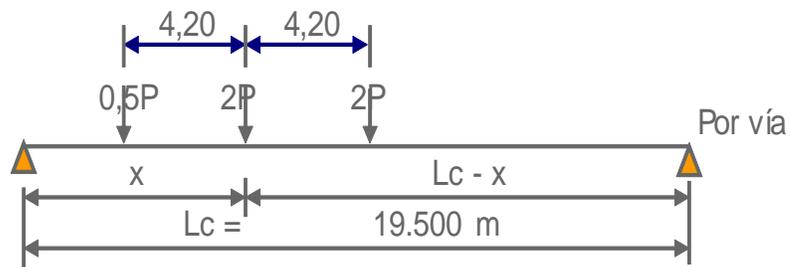
CARGA VIVA POSICION 1



POSICION 2: EJE CENTRAL SOBRE EL PUNTO INVESTIGADO

GRAFICO 3.8.7

CARGA VIVA POSICION 2



En las tablas 3.8.1 y 3.8.2 se presentan el análisis por carga viva para momento y corte

TABLA 3.8.1

TABLA DE MOMENTOS POR CARGA VIVA

$i =$	1.265							
x	L - x	Mcv	Mcv	Mcv	Mcv	Mcv	Mcv+i	Tipo de
		Pos. 1	Pos. 2	C. Equiv.	HS MOP	vía	viga	Carga
0.000	19.500	0.000	-21.000	0.000	0.000	0.000	0.000	C. Equiv.
1.000	18.500	36.231	18.462	20.684	36.231	36.231	35.710	HS MOP
2.000	17.500	67.846	53.308	39.133	67.846	67.846	66.870	HS MOP
3.500	16.000	106.615	96.923	62.612	106.615	106.615	105.082	HS MOP
5.000	14.500	135.000	130.154	81.061	135.000	135.000	133.058	HS MOP
6.500	13.000	153.000	153.000	94.478	153.000	153.000	150.799	HS MOP
8.000	11.500	160.615	165.462	102.863	165.462	165.462	163.081	HS MOP
9.750	9.750	156.375	166.875	106.287	166.875	166.875	164.474	HS MOP

TABLA 3.8.2

TABLA DE CORTE POR CARGA VIVA

x	L - x	Vcv	Vcv	Vcv	i	i	Vcv+i	Tipo de
		HS MOP	C.Equiv.	vía	calculado	definitivo	viga	Carga
0.000	19.500	38.538	26.353	38.538	1.265	1.265	37.984	HS MOP
1.000	18.500	36.231	24.437	36.231	1.270	1.270	35.842	HS MOP
2.000	17.500	33.923	22.582	33.923	1.275	1.275	33.687	HS MOP
3.500	16.000	30.462	19.914	30.462	1.282	1.282	30.431	HS MOP
5.000	14.500	27.000	17.383	27.000	1.290	1.290	27.143	HS MOP
6.500	13.000	23.538	14.990	23.538	1.299	1.299	23.819	HS MOP
8.000	11.500	20.077	12.734	20.077	1.308	1.300	20.335	HS MOP
9.750	9.750	16.038	10.276	16.038	1.319	1.300	16.245	HS MOP

3.8.3.2. Cortes y Momentos carga muerta, carga viva + impacto y últimos

GRUPO I $U_u = 1,3 (U_{cm} + 1,67U_{cv+i})$

TABLA 3.8.3

TABLA DE SOLICITACIONES ULTIMAS

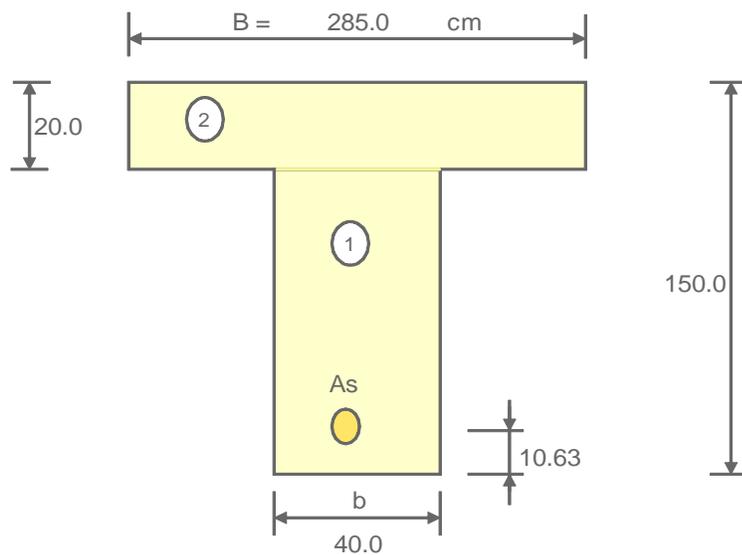
x	CARGA MUERTA		CARGA VIVA+IMPACTO		SOLIC. ULTIMAS	
	V _{cm}	M _{cm}	V _{cv+i}	M _{cv+i}	V _u	M _u
0.000	33.343	0.000	37.984	0.000	125.809	0.000
1.000	30.036	31.689	35.842	35.710	116.859	118.721
2.000	26.729	60.072	33.687	66.870	107.883	223.268
3.500	21.769	96.445	30.431	105.082	94.366	353.511
5.000	16.809	125.379	27.143	133.058	80.778	451.861
6.500	10.747	150.456	23.819	150.799	65.682	522.977
8.000	5.787	162.856	20.335	163.081	51.670	565.762
9.750	0.000	167.919	16.245	164.474	35.267	575.369

Fuente: Elaboración Propia

3.8.3.3. Armadura a Flexión

GRAFICO 3.8.8

ESQUEMA DE VIGA TIPO



Geoméricamente, la viga es T.

Haremos el chequeo del trabajo de la viga

Mul = Momento último límite

Mul = $f \times 0,85 \times f'c \times B \times t \times (d-t/2)$

B = 285.00 cm

t = 20.00 cm

h = 150.00 cm

d = 139.37 cm

b = 40.00 cm

f'c = 280 kg/cm²

Fy = 4,200 kg/cm²

Mul = 1,579.49 tm

Muext. = 575.37 tm < Mul

La viga trabaja como rectangular, de ancho:

B = 285.0 cm

Mínimo refuerzo

En una sección de un miembro a flexión, donde el refuerzo en tensión es requerido, el refuerzo provisto será el adecuado para desarrollar un momento de al menos 1,2 veces, el momento de agrietamiento calculado en base al modulo de rotura para concreto de peso normal.

TABLA 3.8.4
PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA VIGA

Fig	b	h	No	A	yxx	A y	d	lo	Ad ²
1	40.0	130.	1.00	5,200.00	65.00	338,000	39.22	7,323,333	7,998,759
2	285.	20.0	1.00	5,700.00	140.0	798,000	35.78	190,000	7,297,113
				10,900.00		1,136,000		7,513,333	15,295,872

Fuente: Elaboración Propia

$$y_t = 104.220 \text{ cm} \quad A_y/A$$

$$I_g = 22809205.0 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento nominal es igual a momento último resistente}$$

$$f_r = 1,984\sqrt{f'_c} \quad f = 0.9$$

$$f_r = 33.20 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Momento último mínimo interior que debe tener la sección}$$

$$M_{cr} = f_r I_g / y_t$$

$$M_{cr} = 72.7 \text{ tm}$$

$$M_n = M_u$$

$$M_u = 1,2M_{cr} / \phi$$

$$M_u = 96.876 \text{ tm}$$

$$\omega = 0.007$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0005$$

$$\phi M_n \geq 1,2 M_{cr}$$

$$A_{s\text{mín}} = 18.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \rho_{\text{cal}} B d$$

TABLA 3.8.5
ARMADURA A FLEXIÓN

x	Mu	As
m	tm	cm ²
1.000	118.721	22.65
2.000	223.268	42.79
3.500	353.511	68.14
5.000	451.861	87.48
6.500	522.977	101.57
8.000	565.762	110.10
9.750	575.369	112.01

Fuente: Elaboración Propia

3.8.3.4. Armadura a Corte

$$v_u = V_u / f \times b \times d$$

Usamos: $\varnothing e = 12 \text{ mm}$

$$f = 0.85$$

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{max} = d/2 \text{ ó } 60,0 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 60.0 \text{ cm}$$

$$A_{vmin} = 3,5bS/F_y$$

$$A_v = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$S_{cal} = A_v F_y / (v_u - v_c) b$$

TABLA 3.8.6
ARMADURA A CORTE

x	vu	vu-vc	Scal.
m	kg/cm ²	kg/cm ²	cm
0.000	26.55	17.68	13.42
1.000	24.66	15.79	15.03
2.000	22.77	13.90	17.07
3.500	19.91	11.05	21.48
5.000	17.05	8.18	60.00
6.500	13.86	4.99	60.00
8.000	10.90	-	60.00
9.750	7.44	-	60.00

Fuente: Elaboración Propia

3.8.3.5. Armaduras en caras

Art 8.17.2.1.3

El área de refuerzo en cada cara, por metro de altura será:

$$A_{sk} = 0,10(d - 76,2) \quad \text{cm}^2/\text{m} \quad d \text{ en cm}$$

El máximo espaciamiento del acero de refuerzo en caras, no excederá al menor de los valores $d/6$ ó $0,30 \text{ m}$

$$A_{sk} = 6.32 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Usar: 1 Ø 16 mm a 0,25 m

3.8.4. CALCULO DE DIAFRAGMAS

3.8.4.1. Cargas y momentos (carga muerta)

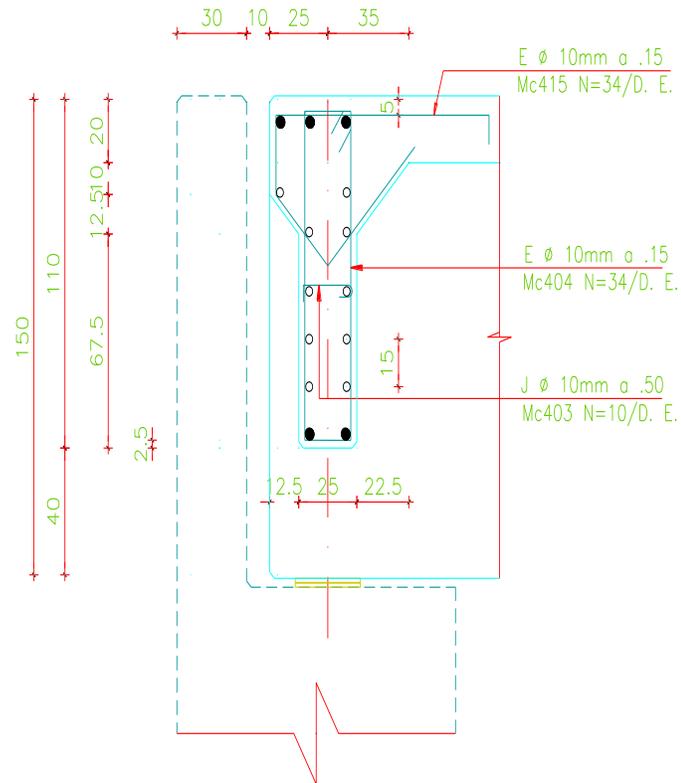
Datos:

$$h = 1.500 \text{ m viga}$$

- t = 0.200 m tablero
- hd = 1.100 m diafragma
- b = 0.250 m diafragma
- S = 2.450 m caras vigas
- h' = 0.675 m diafragma
- A = 0.245 m² diafragma

GRAFICO 3.8.9

ESQUEMA DE DIAFRAGMA



Peso Propio:

wpp = 0.589 t/m

Peso Tablero:

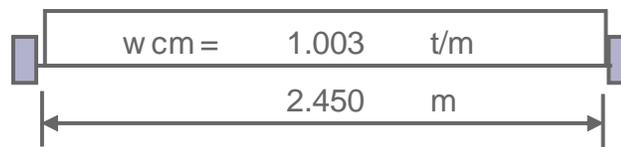
At = 2.113 m² área tablero

wt = 0.414 t/m

Peso total

wcm = 1.003 t/m carga muerta

GRAFICO 3.8.10
CARGA MUERTA



Mcm(-) = 0.502 tm $WS^2/12$

Mcm(+)= 0.251 tm $WS^2/24$

3.8.4.2. Cargas y momentos (carga viva)

Pr = 10.000 t Carga rueda

i = 1.30 Impacto

GRAFICO 3.8.10
CARGA VIVA



Mcv+i (±) = ± (PrS/8)x i tm

Mcv+i (±)= 3.981 tm

3.8.4.3. Flexión

MOMENTO ULTIMO: GRUPO I

$$U_u = 1,3 (U_{cm} + 1,67U_{cv+i})$$

$$M_{u(-)} = 9.295 \text{ tm}$$

$$M_{u(+)} = 8.969 \text{ tm}$$

ARMADURA:

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 25.0 \text{ cm}$$

$$r = 5.0 \text{ cm}$$

$$h_d = 110.0$$

$$d = 105.0 \text{ cm} \quad h_d - r$$

TABLA 3.8.7

ARMADURA A FLEXIÓN

Mu	Ascal.	1,33Asc.
tm	cm ²	cm ²
9.295	2.36	3.14
8.969	2.28	3.03

$$M_{cr} = 16.7 \quad \text{Momento de agrietamiento}$$

$$p_{mín} = 0.0022 \quad \text{tm}$$

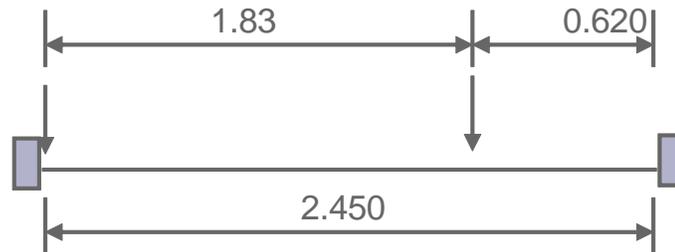
$$A_{smin} = 5.73 \text{ cm}^2 \quad \text{Mínimo refuerzo}$$

Usar: 2 Ø 20 mm inferior y 3 Ø 20 mm superior

3.8.4.4. Corte

GRAFICO 3.8.11

CARGA VIVA



$$V_{cm} = wS/2 \quad t$$

$$V_{cm} = 1.228 \quad t$$

$$V_{cv} = 12.53 \quad t$$

$$V_{cv+i} = 16.290 \quad t$$

CORTE ULTIMO: GRUPO I

$$V_u = 36.962 \quad t$$

$$v_u = V_u / \emptyset \times b \times d \quad \emptyset = 0.85$$

$$v_c = 0,53V'f'c = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = 16.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{vmin} = 3,5bS/F_y$$

$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$S = 34.3 \text{ cm} \quad \text{Usar: } 1 \text{ E } \emptyset 10 \text{ mm a } 0,15 \text{ m}$$

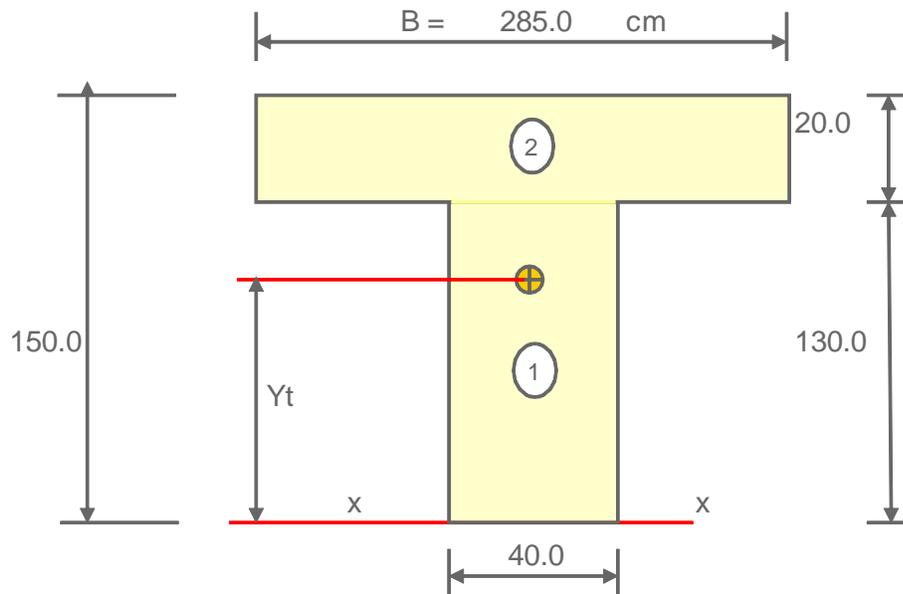
3.8.5. ESTIMACION DE DEFLEXIONES

3.8.5.1. Con Inercia Efectiva

Calcularemos la inercia efectiva, haciendo un promedio de la armadura a tracción.

GRAFICO 3.8.12

ESQUEMA INERCIA EFECTIVA



$$I_g = 22,809,205 \text{ cm}^4$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 12000 \sqrt{f'c} = 200,798.4 \text{ cm}^4$$

fr .- Módulo de rotura del concreto especificado en el Art. 8.15.2.1.1

Ma.- Máximo momento en el miembro, del estado en el cual la deflexión es calculada.

Ig.- Momento de inercia de la sección bruta del concreto, alrededor del eje centroidal, sin considerar el refuerzo

Ie.- Momento efectivo de inercia, para el cálculo de deflexiones.

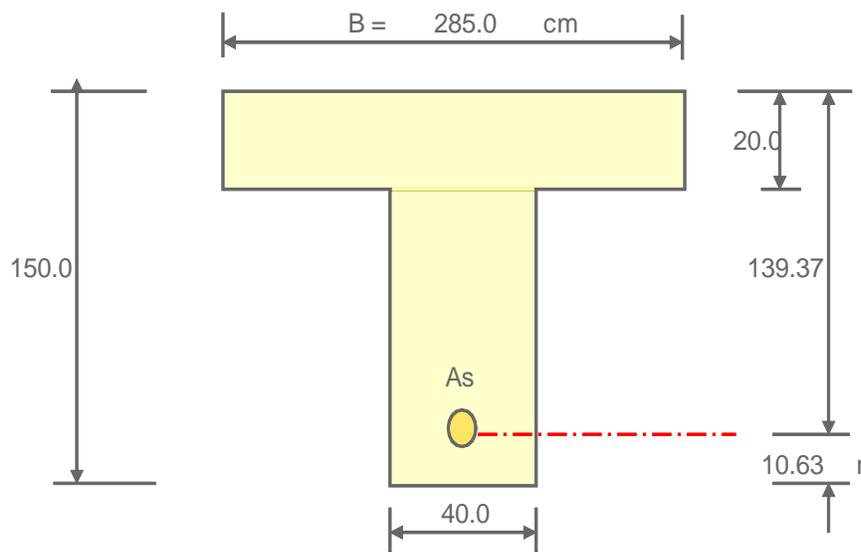
Icr.- Momento de inercia de la sección agrietada y transformada del concreto.

Mcr.- Momento de agrietamiento.

yt.- Distancia desde el eje centroidal de la sección bruta, sin el refuerzo, a la fibra extrema de tensión.

GRAFICO 3.8.13

ESQUEMA DISTANCIA YT



$$A_s = 10 \quad \varnothing \quad 32 \text{ mm} \quad 80.4 \text{ cm}^2$$

$$I_e = \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 I_g + \left[1 - \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

Donde:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

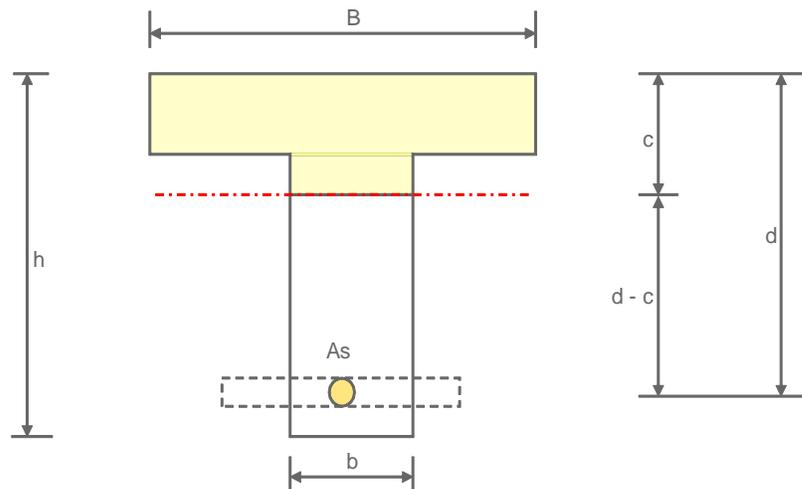
$$E_s = 2,030,000$$

$E_c = 200,798.4$	$E_c = 12000Vf'c$
$n = 10.11$	
$f_r = 33.2 \text{ kg/cm}^2$	$f_r = 1,984Vf'c$
$I_g = 22,809,205 \text{ cm}^4$	
$y_t = 104.220 \text{ m}$	
$M_{cr} = 7,265,726 \text{ kg-cm}$	$M_{cr} = f_r I_g / y_t$
$M_{cr} = 72.7 \text{ tm}$	

Determinación de la profundidad del eje neutro

GRAFICO 3.8.14

PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO



$A_t = nA_s = 812.8 \text{ cm}^2$	Área transformada
$B = 285.0 \text{ cm.}$	
$t = 20.0 \text{ cm.}$	
$b = 40.0 \text{ cm.}$	
$d = 139.4 \text{ cm.}$	

$$Bc^2/2 = nAs(d - c) \quad \text{Eje neutro en el patín (ec. 1)}$$

$$[(B - b)t(c - t/2) + bc(c/2) = nAs(d - c) \quad \text{Eje neutro bajo el patín (ec. 2)}$$

Resolución Ecuación 1

$$142.5 c^2 + 812.8 c - 113,279.4 = 0$$

$$c^2 + 5.70 c - 794.9 = 0$$

$$c1 = 25.49 \text{ cm}$$

Resolución Ecuación 2

$$20 c^2 + 5,712.8 c - 162,279.4 = 0$$

$$c^2 + 285.6 c - 8,114.0 = 0$$

$$c2 = 26.0 \text{ cm}$$

Aceptamos resultado de Ec. 2

$$c = 26.0 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = 2,928.5 + 190,000 + 1,465,316 + 10,440,146$$

$$I_{cr} = 12,098,391 \text{ cm}^4 \quad \text{Válido} \quad \text{Para viga T}$$

Inercia Efectiva para carga muerta:

$$M_a = 167.9 \text{ tm}$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e = 1,847,756 + 11,118,309 = 12,966,066 \text{ cm}^4 \text{ muerta}$$

$$I_e = 12,966,066 \text{ cm}^4 < I_g \quad \text{ok}$$

Inercia Efectiva para Carga Viva:

$$M_a = 164.47 \quad \text{tm}$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

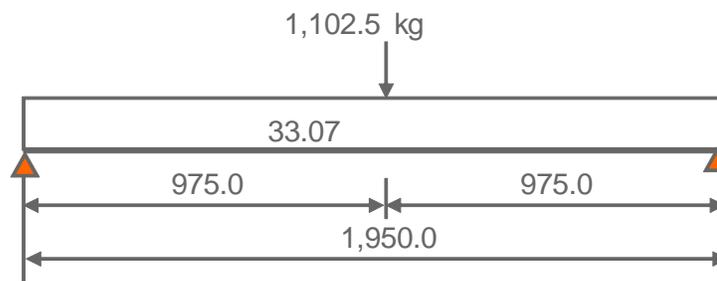
$$I_e = 1,966,317 + 11,055,423 = 13,021,740 \quad \text{cm}^4$$

$$I_e = 13,021,740 \quad \text{cm}^4 < I_g \quad \text{ok}$$

3.8.5.1.1. Deflexión por carga muerta

GRAFICO 3.8.15

ESQUEMA DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA



Deflexión en el centro de luz por carga distribuida

$$\Delta w = \frac{5W(L)^4}{384 \times E \times I}$$

Deflexión por carga puntual en el centro de luz

$$\Delta p = \frac{P(L)^3}{48 \times E \times I}$$

$$\Delta \text{cm} = 2.46 \quad \text{cm} \quad \text{En el centro de luz}$$

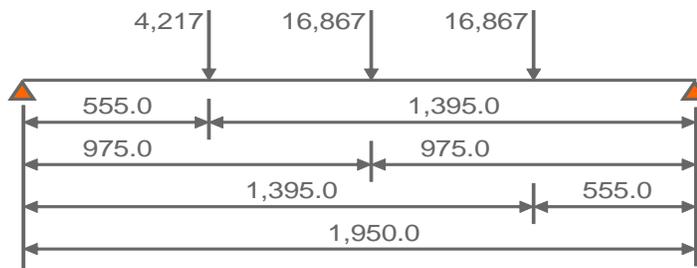
$$f_d = 3.00 \quad \text{Factor mayoración deformaciones por cargas permanentes.}$$

$\Delta_{cp} = 7.37 \text{ cm}$ Deformación por cargas permanentes.

3.8.5.1.2. *Deflexión por carga viva*

GRAFICO 3.8.16

ESQUEMA DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA



- $i = 1.27$ Factor de impacto
- $P_e = 20.00 \text{ t}$ Carga de eje
- $N_{vías} = 2$ Número de vías
- $N_v = 3$ Número de vigas
- $P' = 16,867 \text{ kg}$ Carga viva puntual/viga
- $P'/4 = 4,217 \text{ kg}$

TABLA 3.8.8

PARÁMETROS PARA ESTIMACIÓN DE DEFLEXIÓN

P	a	b	$Pb(3a + 6ab - b^2)$
4,217	1,395.00	555.00	23,813,798,306,087.0
16,867	975.00	975.00	125,068,523,478,261.0
16,867	1,395.00	555.00	95,255,193,224,347.8
			244,137,515,008,696.0

Fuente: Elaboración Propia

$$\Delta = \frac{Pb(3a^2 + 6ab - b^2)}{48EI}$$

Deflexión en x = centro de luz, pero con x < a

$$\Delta_{cv+i} = 1.945 \text{ cm}$$

Deflexión admisible

Art. 8.9.3.1

$$\Delta_{\text{máx}} = L/800 = 2.44 \text{ cm}$$

3.8.5.2. Camber

Se dará una contraflecha, semejante a la deflexión de cargas permanentes.

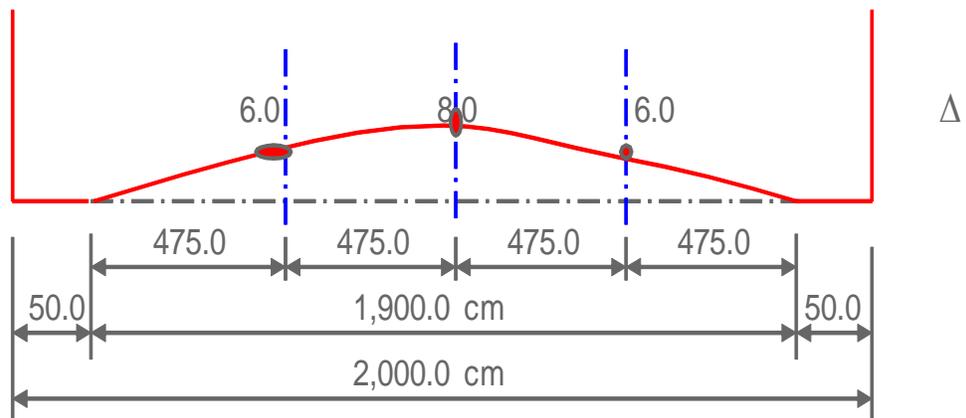
$$\Delta_{cl} = 8.0 \text{ cm} \quad \text{Contraflecha en el centro de luz}$$

$$\text{Ecuación parábola} \quad y = kx^2$$

$$k = 8.86427E-06$$

GRAFICO 3.8.17

ESQUEMA CAMBER DE CONSTRUCCIÓN

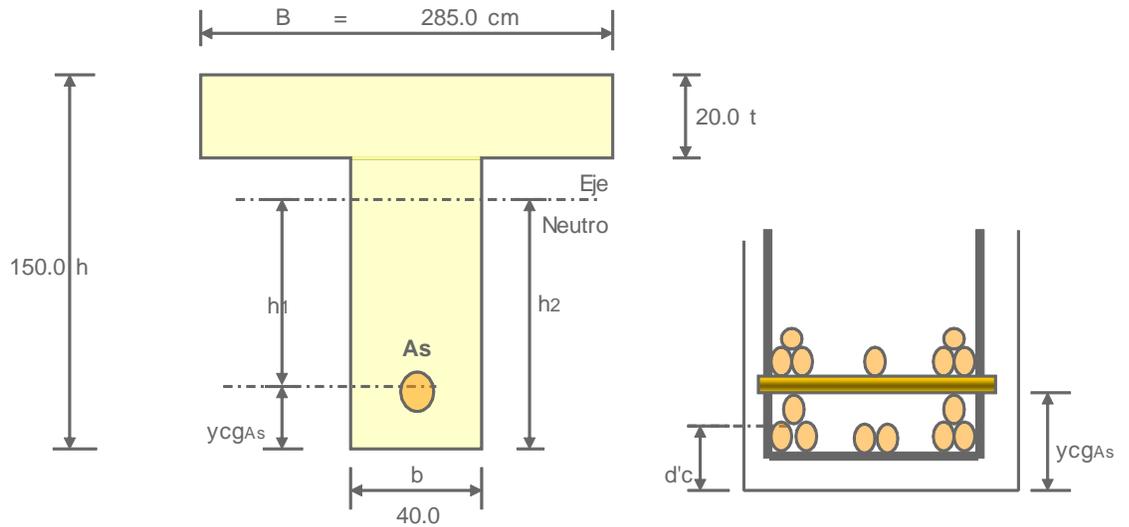


3.8.6. AGRIETAMIENTO

Geometría de la sección.

GRAFICO 3.8.18

GEOMETRIA DE LA SECCIÓN (AGRIETAMIENTO)



As1	=	48.25 cm ²	d1	=	5.30 cm
As2	=	16.08 cm ²	d2	=	8.50 cm
As3	=	40.21 cm ²	d3	=	14.90 cm
As4	=	16.08 cm ²	d4	=	18.10 cm
		120.62 cm ²			

Datos

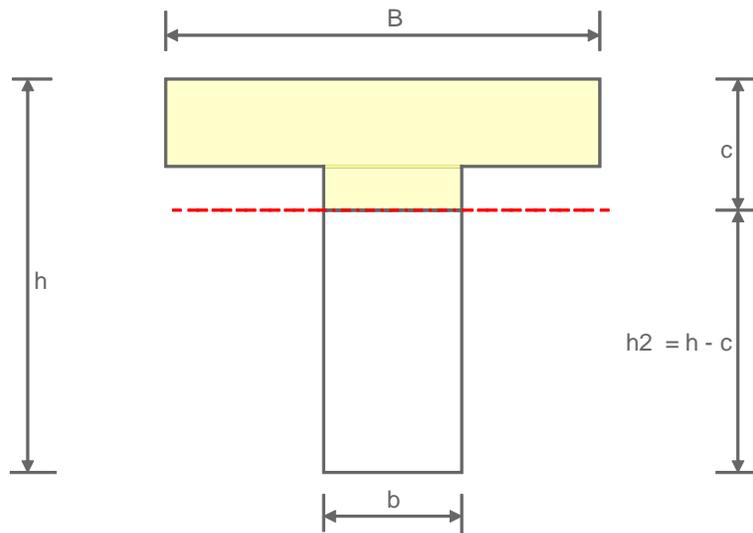
As	=	120.62 cm ²	f'c	=	280 kg/cm ²
ri	=	2.50 cm	Fy	=	4,200 kg/cm ²
Ø e	=	1.20 cm	Ec	=	200,798 kg/cm ²
Ø var	=	3.20 cm	Es	=	2,030,000 kg/cm ²

$$\begin{aligned}
 y_{cgAs} &= 10.63 \text{ cm} & n &= 10.11 \\
 d_{real} &= 139.37 \text{ cm} & f_{cad} &= 112.0 \text{ kg/cm}^2 \\
 M_t &= 332.39 \text{ tm} & f_{sad} &= 1,680.0 \text{ kg/cm}^2 \\
 k &= 0.403 & n_v &= 15 \text{ Número de varillas} \\
 j &= 0.866 \\
 f_s &= 2,283.8 \text{ kg/cm}^2 & M/As_jd &
 \end{aligned}$$

Determinación de la profundidad del eje neutro

GRAFICO 3.8.19

PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO



$$\begin{aligned}
 A_t &= nA_s = 1,219.4 \text{ cm}^2 & \text{Sección transformada} \\
 B &= 285.0 \text{ cm} \\
 t &= 20.0 \text{ cm} \\
 b &= 40.0 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$Bc^2/2 = nAs(d - c) \quad \text{Eje neutro en el patín (ec. 1)}$$

$$[(B - b)t(c - t/2) + bc(c/2) = nAs(d - c) \quad \text{Eje neutro bajo el patín (ec. 2)}$$

Resolución Ecuación 1

$$142.5 c^2 + 1,219.4 c - 169,947.3 = 0$$

$$c^2 + 8.56 c - 1,192.6 = 0$$

$$c1 = 30.52 \text{ cm}$$

Resolución Ecuación 2

$$20 c^2 + 6,119.4 c - 218,947.3 = 0$$

$$c^2 + 306.0 c - 10,947.4 = 0$$

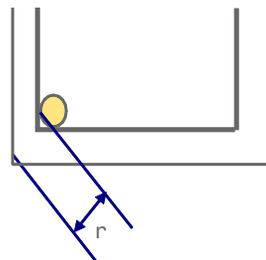
$$c2 = 32.36 \text{ cm}$$

Ancho de grieta

Método 1 Concreto Reforzado de Gonzales, Robles, Casillas, Díaz 1975

GRAFICO 3.8.20

ANCHO DE GRIETA



$$c = 32.36 \text{ cm} \quad \text{Aceptamos resultado de la Ecuación:} \quad 2$$

$$w = n x r x \frac{f_s}{E_s} \frac{h - c}{d - c}$$

$n = 3.3$ para varillas corrugada

$r = 5.23$ cm

$f_s = 2,283.8$ kg/cm²

$E_s = 2,030,000.0$ kg/cm²

$h = 150.00$ cm

$d = 139.37$ cm

$w = 0.021$ cm = 0.21 mm

$W_{ad} = 0.25$ mm Ancho de grieta admisible.

Método 2 Diseño de Estructuras de concreto de Arthur H. Nilson 1999

$w = 0,076\beta f_s \sqrt[3]{d_c A}$ en milésimas de plg.

$w = 0,0000108121\beta f_s \sqrt[3]{d_c A}$ en mm

$h_2 = 117.6$ cm $h_2 = H - c$

$h_1 = 107.0$ cm $h_1 = h_2 - Y_{cg}$.

$M_t = 332.394$ tm Momento elástico total

$f_s = M / A_s(d - t/2)$

$f_s = 2,130.2$ k/cm²

$\beta = h_2/h_1 = 1.099$

$d_c = 5.30$ cm

$A = 2Y_{cg} b_w/nv$

$A = 56.71$ cm²

$$w = 0.170 \text{ mm}$$

$$W_{ad} = 0.30 \text{ mm} \quad \text{Ancho de grieta admisible.}$$

3.8.7. CÁLCULO DE LOS APOYOS ELASTOMERICOS

3.8.7.1. Generalidades

Un apoyo elastomérico es un elemento constituido parcial o completamente de elastómero y cuya finalidad es transmitir las cargas y acomodar los movimientos del puente y su estructura de apoyo.

Se hará el diseño de apoyos simples (conformado por elastómero solamente) y apoyos reforzados (conformados por placas alternadas de acero y elastómero), pegados entre sí.

Materiales con un módulo cortante superior a 14 Kg/cm² o una dureza nominal mayor que 60, no deben usarse en apoyos reforzados. Bajo ninguna condición, la dureza nominal debe exceder 70 o el módulo cortante 21 Kg/cm².

Las láminas internas de acero deberán ser samblasteadas y limpiadas de todo lo que contenga su superficie. (Herrumbre, escamas, rebabas mugre y no tener bordes agudos).

Apoyos con láminas de acero, deberán ser moldeados y unidos y vulcanizados bajo honda calorífica y presión. Estos deberán desarrollar un esfuerzo de desprendimiento de 40 lb/plg. (7,14 Kg/cm.). El esfuerzo de desprendimiento deberá ser realizado bajo la norma ASTM D429.

3.8.7.2. Diseño de los apoyos

3.8.7.2.1. *Apoyos elastómericos reforzados*

Solicitaciones

$$R_{cm} = 33.343 \text{ t}$$

$$R_{cv} = 30.026 \text{ t}$$

$$R_{total} = 63.368 \text{ t}$$

Dimensiones

$b_w = 40.0 \text{ cm}$ Ancho alma de viga de hormigón

$W = 28.0 \text{ cm}$ Ancho de neopreno adoptado

$\sigma_{adm} = 110 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo admisible inicial por compresión adoptado

$L = R_t / \sigma_{adm} \times W$

$L = 20.57 \text{ cm}$ Dimensión total del apoyo rectangular, paralelo al eje longitudinal, cm.

$L = 28.0 \text{ cm}$ Adoptado

Esfuerzo de compresión

$\sigma_s = 80.8 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$

Deformación por corte:

Desplazamiento de superestructura

a) por temperatura

$\Delta t = 20.0 \text{ }^\circ\text{C}$

$\alpha = 1.080\text{E-}05 \text{ / }^\circ\text{C}$ Coeficiente dilatación por temperatura

$L_v = 2,000.0 \text{ cm}$ Longitud total de viga

$\delta t (+) = L \times \alpha \times \Delta t = 0.43 \text{ cm}$

$\delta t (-) = 0.43 \text{ cm}$

b) por contracción

$C_c = 2.00\text{E-}04$ Coeficiente de contracción

$\delta c = L \times C_c = 0.40 \text{ cm}$

c) total

$$\bar{\delta} \text{ total} = 1.26 \text{ cm}$$

$$\Delta s = 1.26 \text{ cm}$$

$$h_{rt} \geq 2 \Delta s \quad \text{Espesor total del elastómero del apoyo, cm.}$$

$$h_{rt} \geq 2.53 \text{ cm}$$

$$h_{ri} = 1.30 \text{ cm} \quad \text{Espesor de una capa}$$

$$n = 2 \quad \text{Número de capas}$$

$$h_{rt} = 2.60 \text{ cm} \quad \text{Altura total de las capas de neopreno}$$

Esfuerzo de compresión:

$$\text{Dureza} = 60.0 \text{ }^\circ$$

$$G = 11.00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Módulo de corte}$$

$$S = 5.385 \quad \text{Factor de forma} \quad LW / 2h_{ri}(L+W)$$

$$\sigma_s \leq 1,66 GS \quad \text{Esfuerzo de compresión admisible para carga total}$$

$$\sigma_L \leq 0,66 GS \quad \text{Esfuerzo de compresión admisible para carga viva.}$$

$$\sigma_{s \text{ adm}} = 98.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{L \text{ adm}} = 39.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 80.8 \text{ kg/cm}^2 \quad R_{total}/(W+L) < \sigma_{s \text{ adm}} \quad \text{ok}$$

$$\sigma_L = 30.03 \text{ kg/cm}^2 \quad R_{cv}/(W+L) < \sigma_{L \text{ adm}} \quad \text{ok}$$

Deflexión por compresión:

$$\sigma_s = 1,149.8 \text{ psi} = 7.934 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{ci} = 5.50 \%$$

Deformación instantánea de compresión en la capa i del elastómero (Cambio de espesor dividido para el espesor sin esfuerzo).

Los valores de ϵ_i deberán determinarse de los resultados de los ensayos o por análisis cuando se consideran las deformaciones a largo plazo. Se deberán adicionar los efectos de flujo plástico a la deformación instantánea. Los efectos del flujo plástico deberán determinarse a partir de información pertinente al compuesto elastómero utilizado. A falta de datos utilizar los datos dados en el Art. 14.6.5.3.3 figura (14.6.5.3.3-1) AASHTO 2002 17^o edición.

$$\delta h = 0.14 \text{ cm} = 1.43 \text{ mm}$$

$$\delta_{adm} = 3.2 \text{ mm}$$

Compresión y Rotación combinadas:

$$\sigma_s > 1,0GS[\theta_s / n] \quad [\Gamma / hri]^2$$

Los apoyos rectangulares que estén sujetos a deformación por cortante, deberán también satisfacer lo siguiente:

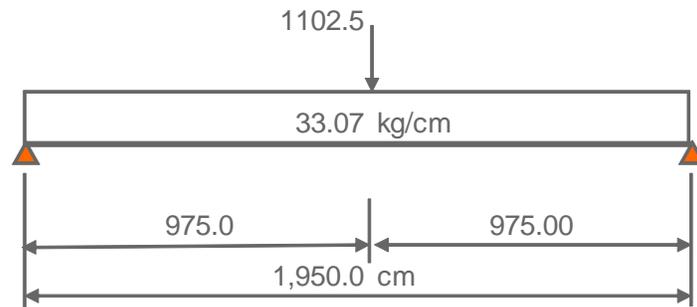
$$\sigma_s < 1,875 GS \quad [1 - 0,200 \quad [\theta_s / n] \quad [\Gamma / hri]]$$

Rotación:

Giro por carga muerta

GRAFICO 3.8.21

ESQUEMA DE CARGA MUERTA PARA GIRO



$E = 200,798 \text{ kg/cm}^2$

$I_e = 12,966,066 \text{ cm}^4$

$\theta_{sx} \text{ cm} = 0.0041 \text{ rad. Giro por carga muerta}$

Giro por carga viva

Ubicamos el vehículo en la posición que produce la máxima reacción en el apoyo.

$F_d = 1.558 \text{ Factor de Distribución}$

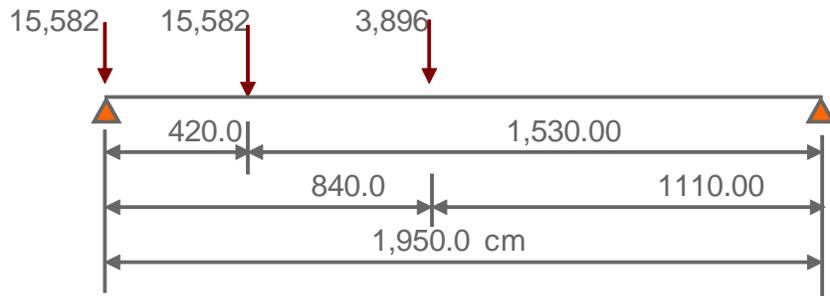
$P_e = 10.00 \text{ t Carga de rueda}$

$P' = 15,582 \text{ kg Carga viva puntual/viga}$

$P'/4 = 3,896 \text{ kg}$

GRAFICO 3.8.22

ESQUEMA DE CARGA VIVA PARA GIRO



$$I_e = 13,021,740 \text{ cm}^4$$

$$\theta_{sx \text{ cv}} = 0.001502 \text{ rad} \quad \text{Giro por carga viva}$$

$$\theta_{sx} = 0.0056 \text{ rad} \quad \text{Giro total de carga muerta y viva}$$

$$\sigma_{s \text{ min}} = 77.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s \text{ máx}} = 109.7 \text{ kg/cm}^2$$

Estabilidad

$$\sigma_s \leq G / (2A - B)$$

$$A = \frac{1.92 * (hrt/L)}{S * \sqrt{1 + (2 * L/w)}} \quad B = \frac{2.67}{S * (S + 2) * [1 + (L/(4w))]}$$

$$A = 0.0191$$

$$B = 0.0537$$

$$\sigma_s \leq -710.3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Usar: } 98.3 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{s \text{ adm}}$$

Refuerzo

$$F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Límite de fluencia del acero}$$

$$h_s \geq 3 h_{\text{máx}} \sigma / F_y$$

$$h_s \text{ mín} = 0.13 \text{ cm}$$

$$h_s = 0.20 \text{ cm} \quad \text{Espesor de lámina de acero adoptado}$$

$$n_s = 1 \quad \text{Número de láminas de acero}$$

RESULTADO DISEÑO

Neopreno dureza 60°

$$L = 28.0 \text{ cm}$$

$$W = 28.0 \text{ cm}$$

$$h_{ri} = 1.30 \text{ cm}$$

$$\text{Número de capas } n = 2$$

$$\text{Espesor lámina acero} = 2 \text{ mm}$$

$$\text{Altura total apoyo} = 2.80 \text{ cm}$$

GRAFICO 3.8.23

ESQUEMA DE NEOPRENO

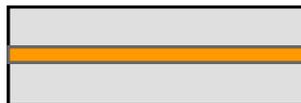


GRAFICO 3.8.24
ARMADO DE LOS DIAFRAGAS

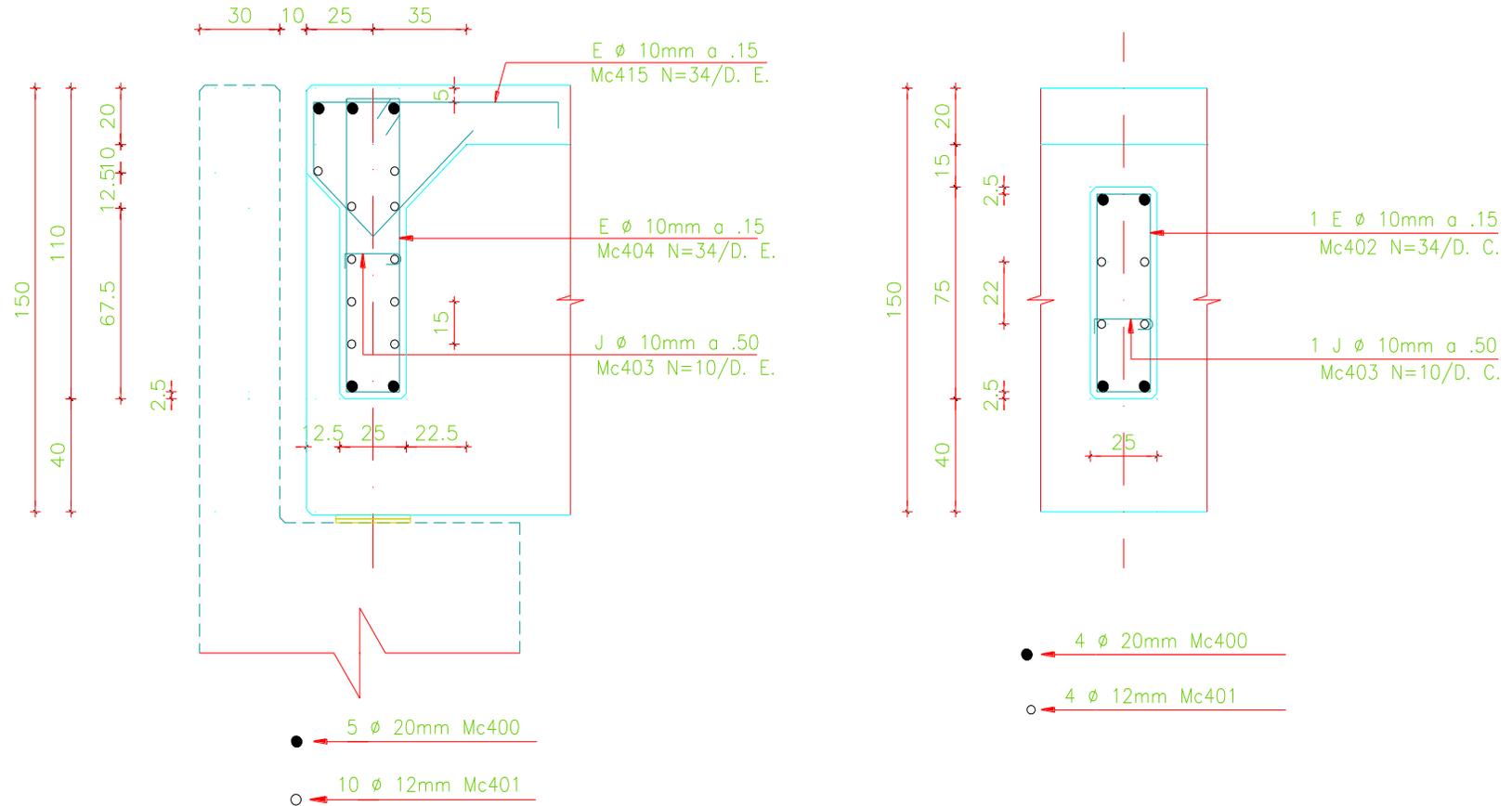


GRAFICO 3.8.25
ARMADO DE LAS VIGAS

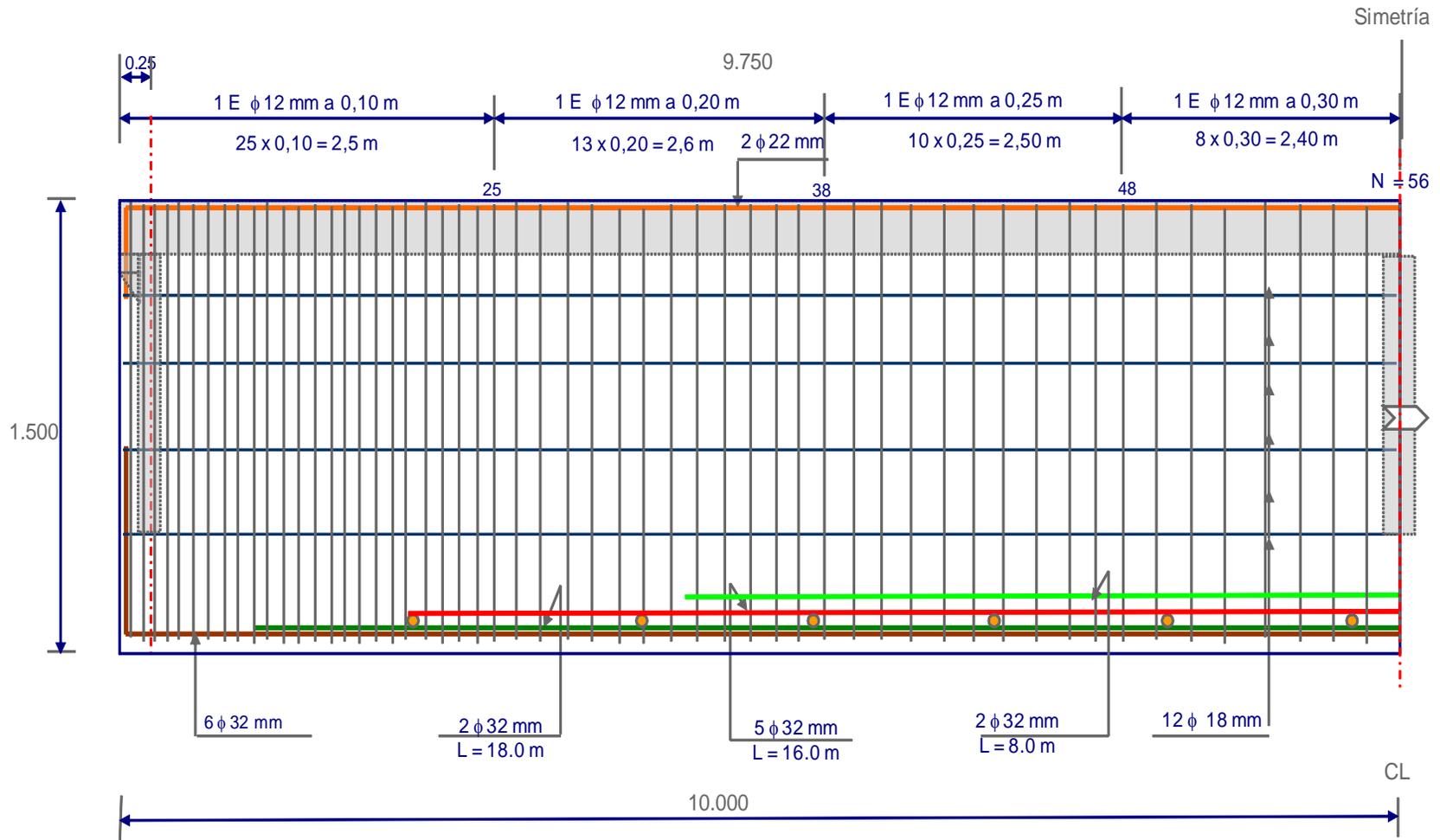
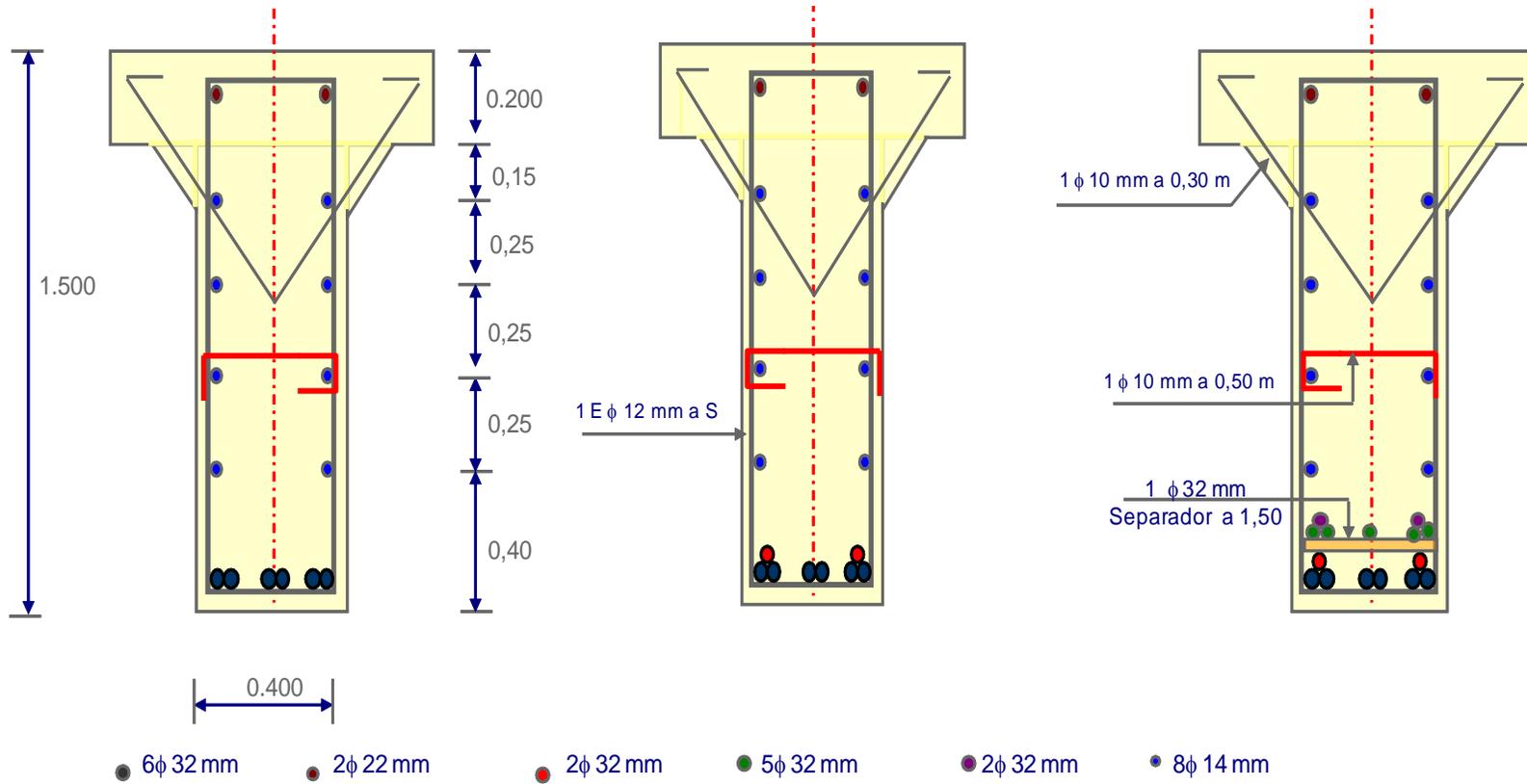


GRAFICO 3.8.26
ARMADO DE LAS VIGAS



3.9. INFRAESTRUCTURA

3.9.1. PILA

Parte de la estructura de un puente que provee un apoyo intermedio para la superestructura. Se puede utilizar diferentes tipos de pila.

Pilas Tipo Muro Macizo.- estas se diseñan como si se tratara de columnas para las fuerzas y momentos que actúan respecto al eje débil y como si se tratara de pilares para las fuerzas y sollicitaciones que actúan respecto al eje resistente.

Estas pilas pueden tener su extremo superior articulado, empotrado o libre, pero por lo general están empotrados en la base.

Pilas de Una Sola Columna.-Son conocidas como pilas T o pilas tipo martillo. Generalmente son soportadas en la base por una zapata ensanchada, una zapata sobre pilotes perforados o una zapata sobre pilotes hincados.

Esta pila puede ser integral con la superestructura o bien proveerle a la estructura un apoyo independiente. Su sección transversal puede tener diferentes formas, la columna puede ser prismática o acampanada.

Pilas Tubulares.- tiene la sección de núcleo hueco que puede ser de acero, hormigón armado u pretensado. Su sección transversal le permite soportar fuerzas y momentos que actúan sobre los elementos.

Debido a que son vulnerables frente a las cargas laterales, el espesor de las pilas tubulares deberá ser el apropiado para soportar fuerzas y momentos para todas las combinaciones de carga que corresponda.

3.9.1.1. Geometría

DATOS

Lz = 8.500 m Largo zapata

Nr	=	2,938.839 m	Nivel rasante:
Nc	=	2,929.689 m	Nivel cimentación zapata
Pt	=	2.000%	Pend. Transversal:
hs1	=	1.550 m	Altura superestructura tramo 1
hs2	=	1.550 m	Altura superestructura tramo 2
f'c	=	280 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy	=	4,200 kg/cm ²	Acero de refuerzo
a	=	0.0000°	Angulo de esviajamiento
a	=	0	rad
b1	=	0.400 m	Ancho de apoyo en extremo de viga 1
b2	=	0.400 m	Ancho de apoyo en extremo de viga 2
Sv1	=	2.850 m	Separación vigas tramo 1
Sv2	=	2.850 m	Separación vigas tramo 2
Nn	=	2,931.689	Nivel natural suelo
Ncol	=	3	Número de columnas
Sc	=	2.850 m	Separación columnas de pila
Nvías	=	2	Numero de vías
Pr	=	10.000 t	Carga de rueda camión HS MOP

GRAFICO 3.9.1

PLANTA

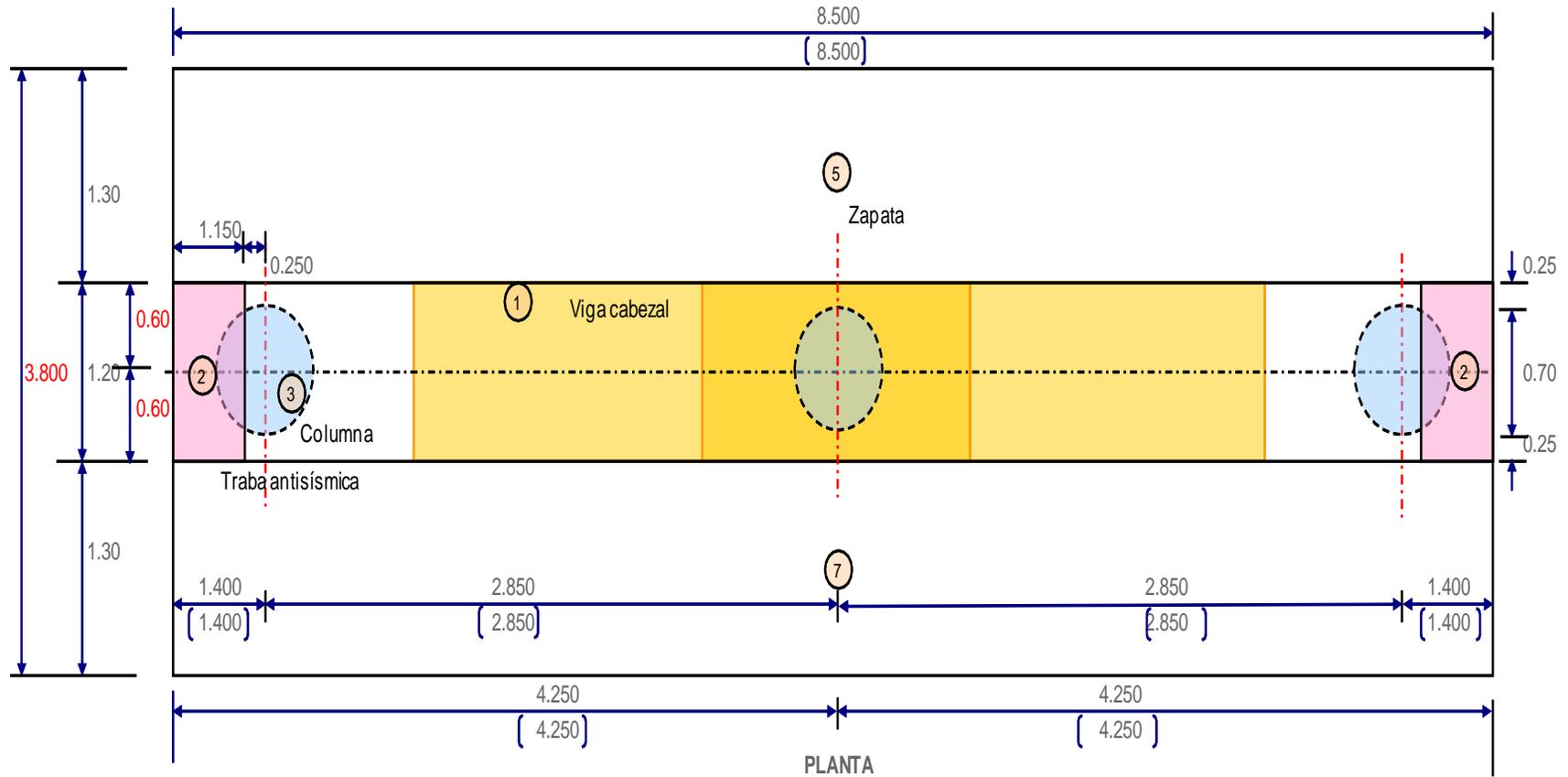


GRAFICO 3.9.2 ELEVACIÓN FRONTAL

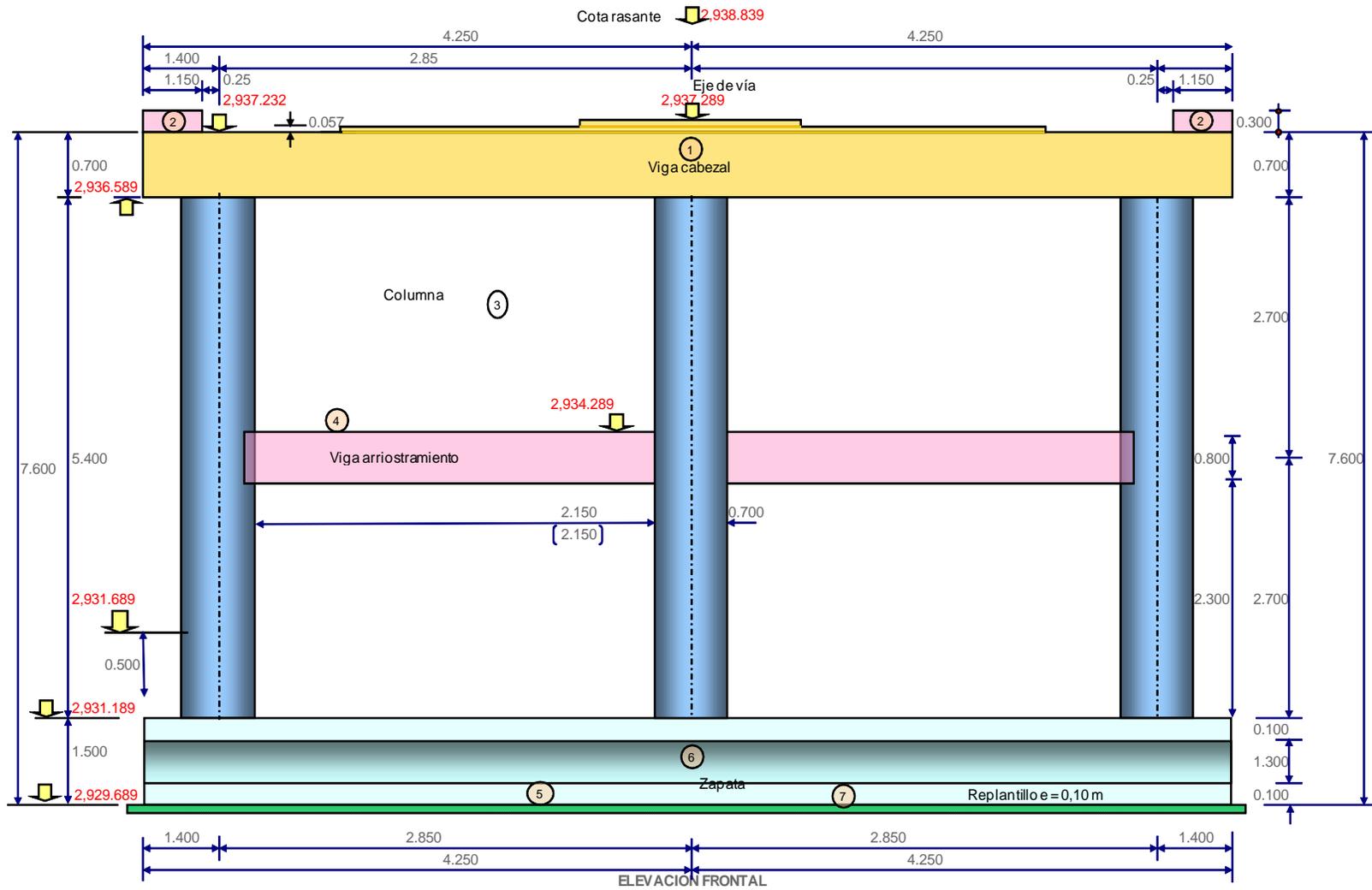
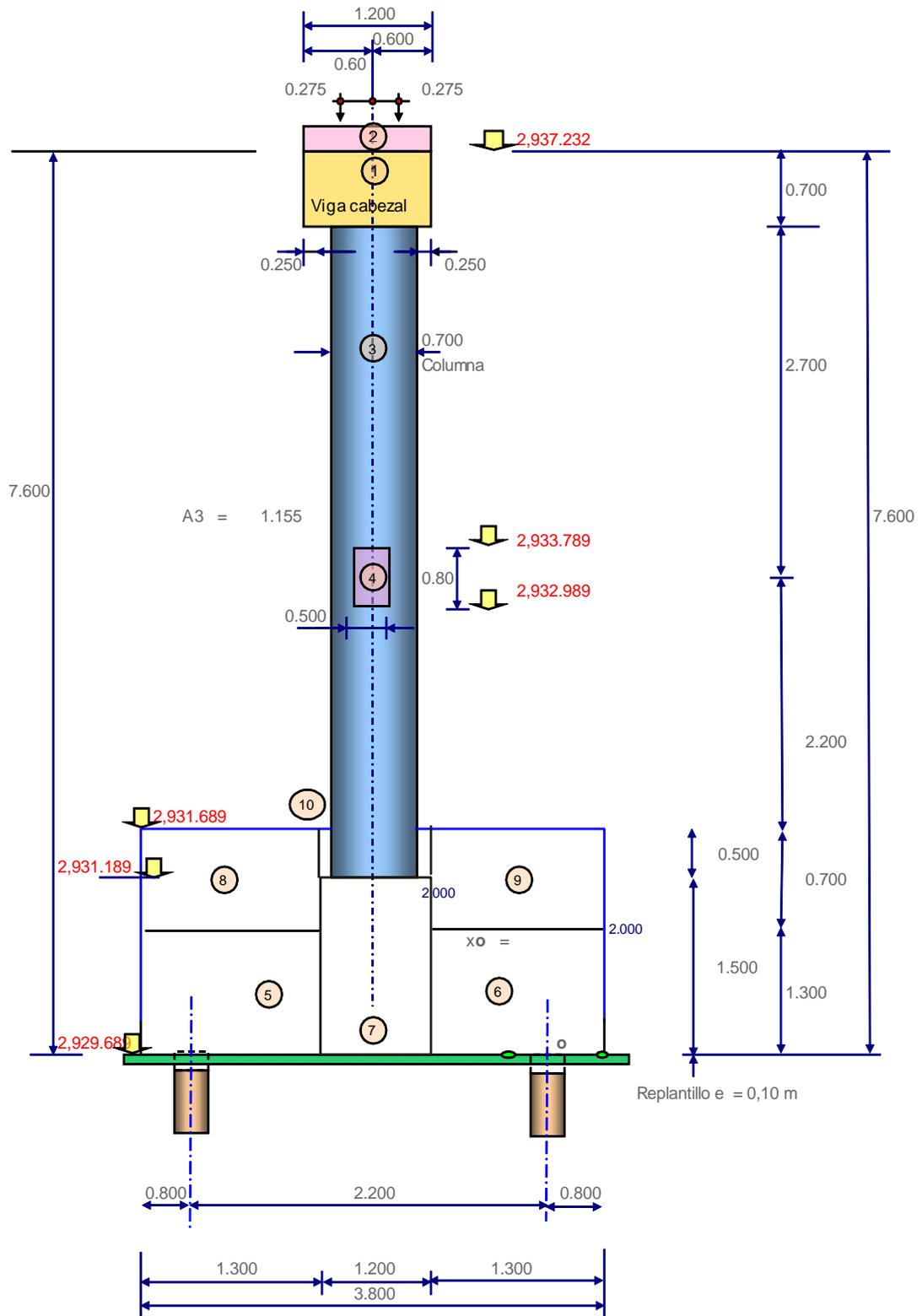


GRAFICO 3.9.3
ELEVACIÓN LATERAL



3.9.1.2. Cargas

SUPERESTRUCTURA

3.9.1.2.1. Carga muerta

$$R_{cm\ 1} = 105.000 \quad t$$

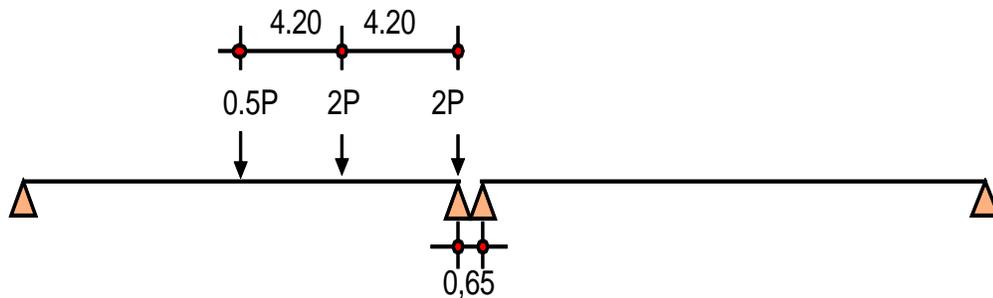
$$R_{cm\ 2} = 105.000 \quad t \quad \text{Reacción carga muerta}$$

3.9.1.2.2. Carga viva

Adoptamos la siguiente posición, con el camión HS MOP

GRAFICO 3.9.4

POSICIÓN ADOPTADA DEL CAMIÓN



$$L1 = 20.00 \text{ m} \quad L2 = 20.00 \text{ m} \quad \text{Longitud tramo}$$

$$L_{c1} = 19.500 \text{ m} \quad L_{c2} = 19.500 \text{ m} \quad \text{Luz de cálculo}$$

$$Pr = 10.000 \text{ t/m} \quad Pr = 10.000 \text{ t/m} \quad \text{Carga de rueda}$$

$$R_{cv/vía} = 38.538 \text{ t} \quad R_{cv/vía} = 38.538 \text{ t} \quad \text{Reacción de carga viva/vía}$$

$$R_{cv1} = 77.077 \text{ t/Pila.} \quad R_{cv1} = 77.077 \text{ t/Pila.} \quad \text{Reacción de carga viva/Pila}$$

TABLA 3.9.1

PESOS Y MOMENTOS PILA + SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO	X	Mo	S Mo	OPERACIONES				
	T.	m.	Tm.	Tm.	a	b	c	Peso Esp.	No
1	17.136	1.100	18.850	18.850	1.200	0.700	8.500	2.400	1
2	1.987	1.100	2.186	21.036	1.150	0.300	1.200	2.400	2
3	14.963	1.100	16.459	37.495	0.700	1.000	5.400	2.400	3
4	4.128	1.100	4.541	42.035	0.500	0.800	2.150	2.400	2
5	34.476	2.350	81.019	123.05	1.300	1.300	8.500	2.400	1
6	34.476	-0.150	-5.171	117.88	1.300	1.300	8.500	2.400	1
7	36.720	1.100	40.392	158.27	1.200	1.500	8.500	2.400	1
Σ	143.88			158.27					
8	13.923	2.350	32.719	190.99	1.300	0.700	8.500	1.800	1
9	13.923	-0.150	-2.088	188.90	1.300	0.700	8.500	1.800	1
10	8.141	1.100	8.955	197.86	9.045	0.500	1.000	1.800	1
Σ	179.87			197.86					
Rcm1	105.00	1.375	144.37	342.23					
Rcm2	105.00	0.825	86.625	428.86					
Σ	389.87			428.86					
Rcv1	77.077	1.375	105.98	534.84					
Rcv2	77.077	0.825	63.588	598.42					
Σ	544.02			598.42					

Fuente: Elaboración Propia

3.9.1.2.3. Presión de tierras

No consideramos presión de tierra en la pila

3.9.1.2.4. Sismo

Utilizamos el método 2 del AASHTO

Datos:

ZONA SISMICA	IV
IMPORTANCIA DEL PUENTE	I
ACELERACION: (Z)	0.400

CATEGORIA DE COMPORTAMIENTO SISMICO: D

COEFICIENTE DE SITIO S 1.5

Cs.- Coeficiente elástico de respuesta sísmica.

R.- Factor modificador de respuesta.

po = 1.000 t/m Carga unitaria longitudinal asumida

Vsmáx = 0.050 m T= Desplazamiento de pila

L = 20.000 m longitud de superestructura sobre pila

$K = \left(\frac{po L}{V_{smax}} \right)$ Rigidez

K = 400.000

W = 210.000 t Peso total sobre pila

$T = 2\pi \sqrt{W/gk}$ Periodo

T = 1.454 s

$C_s = \frac{1,2 AS}{T^{2/3}}$ Coeficiente elástico de respuesta sísmica

A = 0.400 Aceleración para zona IV.

S = 1.500 Coeficiente de sitio

Cs = 0.561

$pe = \frac{C_s W}{L}$ Carga estática equivalente

pe = 5.890 t/m

R = 5.000 Factor modificador de respuesta

$$EQ = \frac{pe L}{R}$$

EQ = 23.559 t

Superestructura:

EQs = 23.559 t

hs = 6.900 m Altura N inf.zapata - base viga

Meq-s = 162.555 tm

Total Superestructura

EQ = 23.559 T.

Meq = 162.555 T.

TABLA 3.9.2

PESOS Y MOMENTOS INFRAESTRUCTURA

FIG.	PESO	y	M = Py
1	17.136	7.250	124.236
2	1.987	7.750	15.401
3	14.963	4.200	62.844
4	4.128	4.200	17.338
5	34.476	0.650	22.409
6	34.476	0.650	22.409
7	36.720	0.750	27.540
Σ	143.886		292.177

Fuente: Elaboración Propia

EQ = W x A x S W = Carga muerta (Peso Pila)

A = 0.400 Aceleración de sitio.- Zona IV

S = 1.500 Coeficiente de sitio

R = 5.000 Factor modificador de respuesta.

EQ = 17.266 t Fuerza sísmica

hi = 2.031 m Altura promedio pila

Meq-i = 35.061 tm Momento sísmico por infraestructura (pila)

Total:

EQ = 40.825 t Fuerza sísmica total de infra y
superestructura

Meq = 197.616 tm Momento sísmico total de infra y
superestructura.

3.9.1.2.5. Fuerza de frenado

En el Art. 3.9 hace referencia que la fuerza longitudinal de frenado equivale al 5% de la carga viva en todos los carriles.

FR = 0.05 * Rcv

FR = 3.854 t

Yfr = 9.730 m

Mefr = 37.498 tm

3.9.1.3. Estudio de estabilidad

TABLA 3.9.3

ESTUDIO DE ESTABILIDAD CASO 1

CASO 1 (CM + CV + E) Grupo I Pila con carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	17.136		1.100		18.850	
2	1.987		1.100		2.186	
3	14.963		1.100		16.459	
4	4.128		1.100		4.541	
5	34.476		2.350		81.019	
6	34.476		0.150			5.171
7	36.720		1.100		40.392	
8	13.923		2.350		32.719	
9	13.923		0.150			2.088
10	8.141		1.100		8.955	
Rcm1	105.000		1.375		144.375	
Rcm2	105.000		0.825		86.625	
Rcv1	77.077		1.375		105.981	
Rcv2	77.077		0.825		63.588	
FR =		3.854		9.730		37.498
Σ	544.027	3.854			605.689	44.758

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.1.3.1. Factores de seguridad caso 1

DESLIZAMIENTO

μ = Rozamiento entre hormigón y suelo tan (\emptyset) 0.577

Wpp = Carga (Peso)

Ea = Empuje tierras y sismo

$$FSd = \frac{\mu * \Sigma Fv}{\Sigma Fh}$$

$$FSd = \frac{0.577 \times 544.027}{3.854} = 81.501$$

VOLCAMIENTO

$\Sigma Me =$ Momento Estabilizante

$Mv =$ Momento de Empuje tierras y sismo

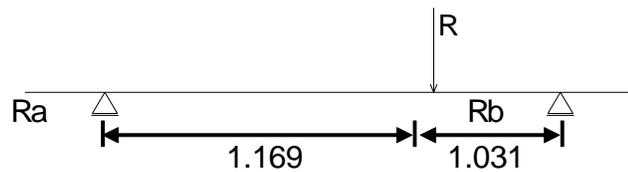
$$FSv = \frac{\Sigma Me}{Mv}$$

$$FSv = \frac{605.689}{44.758} = 13.533$$

$$FSD \text{ adm} = 1.125 \quad FSV \text{ adm} = 1.500 \quad \text{OK}$$

GRAFICO 3.9.5

POSICION DE LA RESULTANTE



$$X = \frac{Me - Mv}{\Sigma Fv}$$

$e =$ Excentricidad

$e = 0.069$ Excentricidad con respecto a la separación de pilotes

CARGA Y PILOTES

$$Ra = 254.969 \text{ t}$$

$$Rb = 289.058 \text{ t}$$

TABLA 3.9.4

ESTUDIO DE ESTABILIDAD CASO 4

CASO 4 (CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	17.136	1.714	1.100	7.250	18.850	12.424
2	1.987	0.199	1.100	7.750	2.186	1.540
3	14.963	1.496	1.100	4.200	16.459	6.284
4	4.128	0.413	1.100	4.200	4.541	1.734
5	34.476	3.448	2.350	0.650	81.019	2.241
6	34.476	3.448	0.150	0.650	0.000	7.412
7	36.720	3.672	1.100	0.750	40.392	2.754
8	13.923	1.392	2.350	1.650	32.719	2.297
9	13.923	1.392	0.150	1.650	0.000	4.386
10	8.141	0.814	1.100	1.750	8.955	1.425
Rcm1	105.000	10.500	1.375	7.600	144.375	79.800
Rcm2	105.000	10.500	0.825	7.600	86.625	79.800
Rcv1	0.000		1.375	7.600	0.000	0.000
Rcv2	0.000		0.825	7.600	0.000	0.000
FR =		0.000		9.730		0.000
∑	389.873	38.987			436.120	202.097

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.1.3.2. Factores de seguridad caso 4

DESLIZAMIENTO

μ = Rozamiento entre hormigón y suelo tan (\emptyset) 0.577

Wpp = Carga (Peso)

Ea = Empuje tierras y sismo

$$FSd = \frac{\mu * \sum Fv}{\sum Fh}$$

$$FSd = \frac{0.577 \times 389.873}{38.987} = 5.77$$

VOLCAMIENTO

ΣMe = Momento Estabilizante

Mv = Momento de Empuje tierras y sismo

$$FSv = \frac{\Sigma Me}{Mv}$$

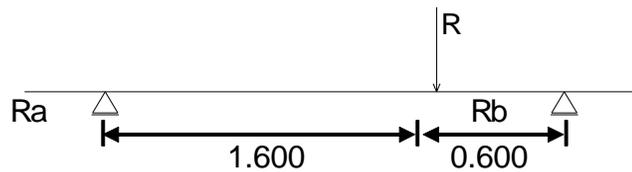
$$FSv = \frac{436.120}{202.097} = 2.158$$

De acuerdo al Art. 5.5.5 AASHTO, cuando se combine con sismo, los factores de seguridad pueden ser reducidos a un 75%

$$FSD \text{ adm} = 1.25 \quad FSV \text{ adm} = 1.500 \quad \text{OK}$$

GRAFICO 3.9.6

POSICION DE LA RESULTANTE



$$X = \frac{Me - Mv}{\Sigma Fv}$$

$$X = 0.600 \text{ m} \quad \text{Con respecto al eje del pilote}$$

e = Excentricidad

$e = 0.500$ Excentricidad con respecto a la separación de pilotes.

CARGA Y PILOTES

$$Ra = 106.374 \quad t$$

$$R_b = 283.499 \text{ t}$$

3.9.1.4. Resultado de las Solicitaciones

ZAPATA: Propiedades Geométricas

$$L_z = 8.500 \text{ m} \quad \text{Largo de zapata}$$

$$a = 3.800 \text{ m} \quad \text{Ancho de zapata}$$

$$A = 32.300 \text{ m}^2 \quad \text{Área de zapata}$$

$$YZ = 1.900 \text{ m} \quad \text{C.g.}$$

$$XZ = 4.250 \text{ m} \quad \text{C.g.}$$

$$I_{y-y} = 38.868 \text{ m}^4 \quad \text{Inercia eje y}$$

$$I_{x-x} = 194.473 \text{ m}^4 \quad \text{Inercia eje x}$$

GRUPO I

$$P = 544.027 \text{ t}$$

$$H = 0.000 \text{ t} \quad \text{Empuje de tierras}$$

$$\sum M_o = 598.429 \text{ tm}$$

$$M_o = 0.000 \text{ tm} \quad \text{Empuje de tierras}$$

$$Y = 1.100 \text{ m}$$

$$e = 0.800 \text{ m} \quad \text{Excentricidad con respecto al c. g. zapata}$$

$$M = 435.221 \text{ tm}$$

GRUPO VII

$$P = 389.873 \text{ t}$$

$$H = 40.825 \text{ t} \quad \text{Empuje tierras y sismo}$$

$$\Sigma Mo = 428.860 \quad \text{tm}$$

$$Mo = 197.616 \quad \text{tm} \quad \text{Empuje tierras y sismo}$$

$$Y = 0.593 \quad \text{m}$$

$$e = 1.307 \quad \text{m} \quad \text{Excentricidad con respecto al c. g. zapata}$$

$$M = 509.514 \quad \text{tm}$$

3.9.1.5. Esfuerzos admisibles

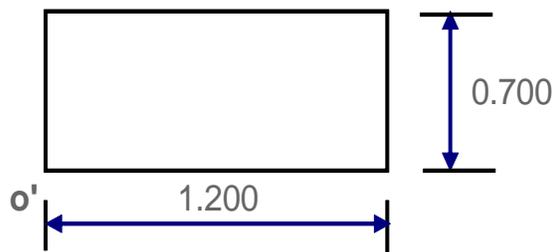
El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

3.9.1.6. Análisis sentido transversal

3.9.1.6.1. Geometría y cargas

GRAFICO 3.9.7

VIGA



$$A = 0.84 \quad \text{m}^2 \quad \text{Área}$$

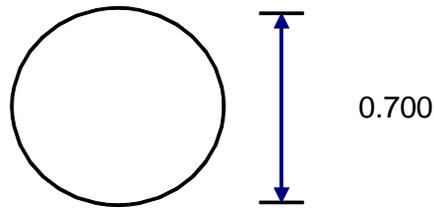
$$I = 0.034 \quad \text{m}^4 \quad \text{Inercia}$$

$$x_{o'} = 0.547 \quad \text{m} \quad \text{c.g.}$$

$$y_{o'} = 0.438 \quad \text{m} \quad \text{c.g.}$$

GRAFICO 3.9.8

COLUMNA



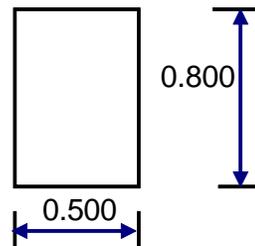
$\varnothing = 0.700 \text{ m}$ Diámetro

$A = 0.385 \text{ m}^2$ Área

$I = 0.012 \text{ m}^4$ Inercia

GRAFICO 3.9.9

VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO



$b = 0.50 \text{ m}$ Ancho

$h = 0.800 \text{ m}$ Altura

$A = 0.400 \text{ m}^2$ Área

$I = 0.0213 \text{ m}^4$ Inercia

DATOS

$L_t = 8.500 \text{ m}$ Longitud total de viga

$P_v = 19.123 \text{ t}$ Peso viga cabezal

$q = 2.25 \text{ t/m}$ Carga distribuida en viga

$N_{col} = 3$ Número de columnas

$P_c = 4.99 \text{ t}$ Peso de una columna

$P_{cm} = 70.0 \text{ t}$ Reacción carga muerta por viga superestructura

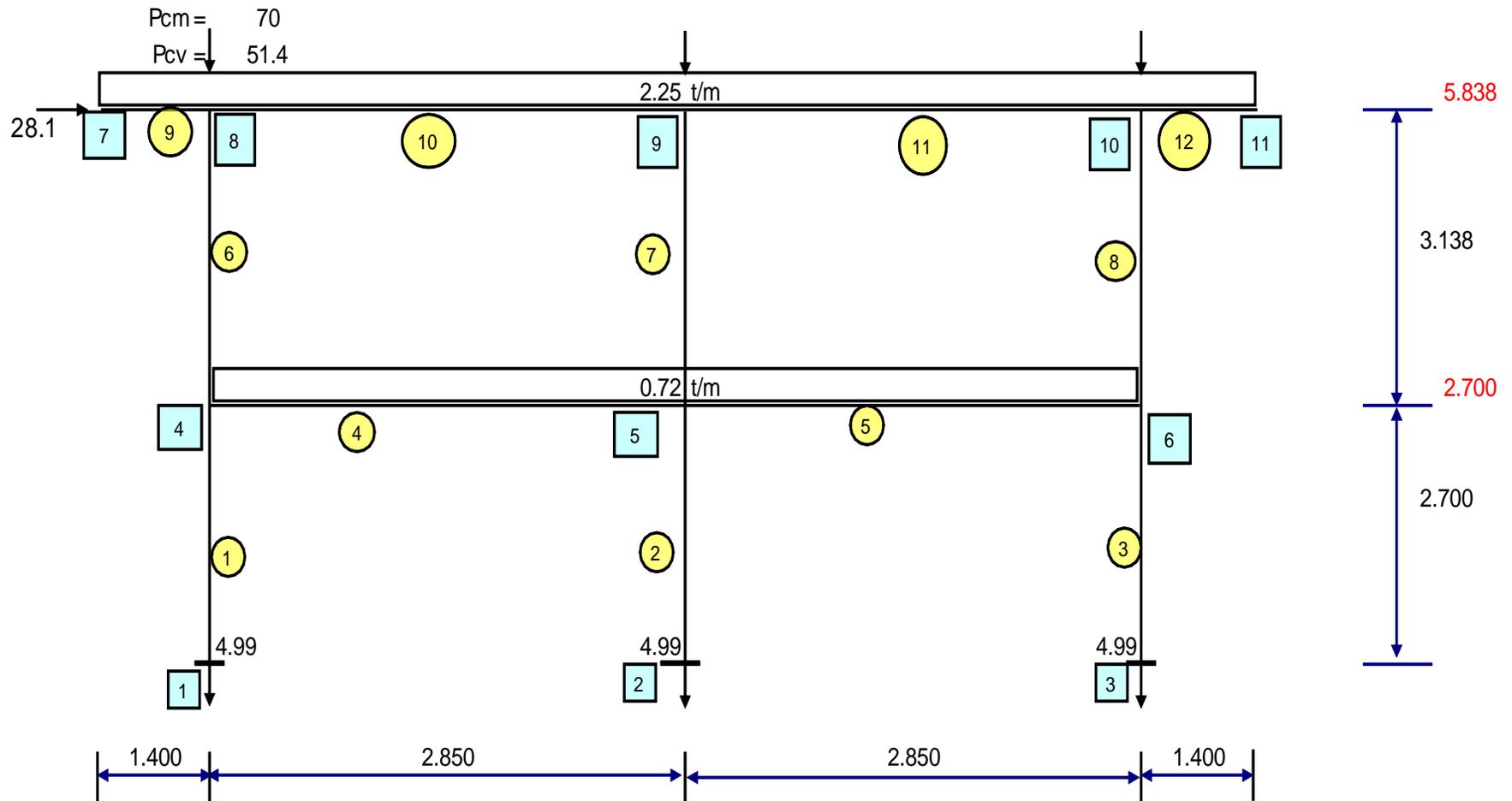
$P_{cv} = 51.4 \text{ t}$ Reacción carga viva por viga superestructura

Transversalmente aplicaremos las mismas cargas sísmicas longitudinales de superestructura.

$EQ_s = 23.559 \text{ t}$ Fuerza sísmica de superestructura

$EQ_p = 4.586 \text{ t}$ Fuerza sísmica de pila (cabezal, columnas y viga arriostramiento).

GRAFICO 3.9.10
ESQUEMA DE CARGAS SECCIÓN TRANSVERSAL PILA



Mediante el análisis del pórtico SAP 2000

Análisis para el grupo I

P1 = 134.028 t M1 = 0.0746 tm cm+cv en columna 1

P2 = 134.614 t M2 = 0.0000 tm cm+cv en columna 2

P3 = 134.028 t M3 = 0.0746 tm cm+cv en columna 3

Análisis para el grupo VII

P1 = 61.315 t M1 = 14.672 tm cm+eq en columna 1

P2 = 83.449 t M2 = 17.078 tm cm+eq en columna 2

P3 = 107.709 t M3 = 14.879 tm cm+eq en columna 3

3.9.1.7. Pilotes

TABLA 3.9.5

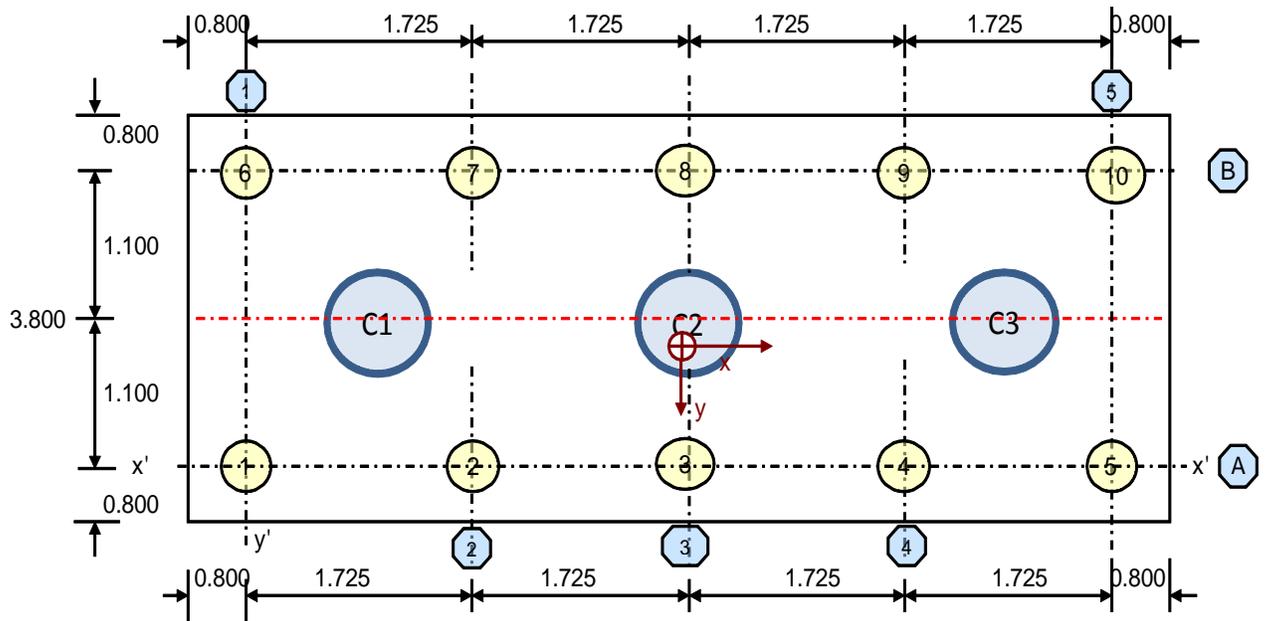
DATOS DE PILOTES

DATOS DE PILOTES	Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p (mm)	600.00	600.00
CAPACIDAD DE CARGA C_p (t)	98	98
CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA P_f (t)	0.00	0.00
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE PILOTES	2921	2921
COTA DE ZAPATA (msnm)	2929.69	2929.69
LONGITUD APROXIMADA PILOTES (m)	8.70	8.70
NUMERO TOTAL DE PILOTES	10	10

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.1.7.1. Propiedades geométricas del grupo de pilotes

GRAFICO 3.9.11
DISTRIBUCIÓN DE PILOTES



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gp} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

TABLA 3.9.6

INERCIA DEL GRUPO DE PILOTES EN EL EJE X-X

FILA	No	PILOTES	DISTANCA EJE xx dx	No x dy	DISTANCA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
A	5.000	1,2,3,4,5	0.000	0.000	1.100	6.050
B	5.000	6,7,8,9,10	2.200	11.000	-1.100	6.050
Σ	10.0			11.000		12.100

Fuente: Elaboración Propia.

$$Y_p = \frac{11.00}{10.0} = 1.1 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 12.100 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

$$X_p = \text{Centro de gravedad del grupo de pilotes}$$

$$I_{gpy} = \text{Inercia del grupo de pilotes respecto al eje } yy$$

TABLA 3.9.7

INERCIA DEL GRUPO DE PILOTES EN EL EJE Y-Y

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x (dp) ²
1.000	2.000	1,6	0.000	0.000	-3.450	23.805
2.000	2.000	2,7	1.725	3.450	-1.725	5.951
3.000	2.000	3,8	3.450	6.900	0.000	0.000
4.000	2.000	4,9	5.175	10.350	1.725	5.951
5.000	2.000	5,10	6.900	13.800	3.450	23.805
Σ	10.0			34.500		59.513

Fuente: Elaboración Propia.

$$X_p = \frac{34.5}{10} = 3.45 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 59.513 \text{ pil.m}^2$$

3.9.1.7.2. Cargas en los pilotes

TABLA 3.9.8
COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I		GRUPO VII	
Yo (m)	1.1000	Yo (m)	.59313
Yx (m)	.3000	Yx (m)	-.20687
e (m)	Yp - Yx	e (m)	Yp - Yx
e (m)	.8000	e (m)	1.30687
Pi (t)	544.02674	Pi (t)	389.87290
Mx (tm)	435.22139	Mx (tm)	509.51437
Mx/lgpx	35.96871	Mx/lgpx	42.10863

Fuente: Elaboración Propia.

$P_p =$ Carga en cada pilote

$P_p = P / N \pm M_{dp} / l_{gp}$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$E_q = 40.82499 \text{ t}$ Carga sísmica total: superestructura + pila

$M_{eq} = 197.61606 \text{ tm}$ Momento sísmico total: superestructura + pila

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

$E_q = 12.24750 \text{ t}$

$M_{eqy} = 59.28482 \text{ tm}$

$$My/Igpy = .99617$$

TABLA 3.9.9

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION Y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I (t)	GRUPO VII (t)
A	5	1,2,3,4,5	1.100	93.968	85.307
B	5	6,7,8,9,10	-1.100	14.837	-7.332

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 3.9.10

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION X

FILA	N° Pilotes	PILOTES	dp	GRUPO VII (t)
1	2	1,6	-3.450	-3.437
2	2	2,7	-1.725	-1.718
3	2	3,8	0.000	0.000
4	2	4,9	1.725	1.718
5	1	5,10	3.450	3.437

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 3.9.11

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII (t)	PILOTES	GRUPO VII (t)
1	82	6	-10.769
2	84	7	-9.051
3	86	8	-7.332
4	88	9	-5.614
5	90	10	-3.895

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 3.9.12
CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ELEMENTO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	GrupoVII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
(PILA 1)	94	90		

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.1.8. Diseño

3.9.1.8.1. Cimentación (dedo)

DATOS

Diseñamos para el grupo I

Ld	=	1.300 m	Longitud de sección 5
hz	=	1.300 m	Altura de zapata
hr	=	0.700 m	Altura relleno sobre la sección
b	=	8.500 m	Sección 5 (menor)
ri	=	0.200 m	Recubrimiento armadura flexión
d	=	1.100 m	Altura efectiva en flexión
e	=	0.800 m	Distancia de borde a eje de pilotes
xd	=	0.650 m	Centro de gravedad de sección 5
Pp	=	93.968 t	Carga en pilotes de sección 5
n	=	5 pil.	Pilotes en dedo (parte frontal)
xp	=	0.500 m	Distancia entre cara del dedo pilotes
A	=	11.050 m ²	Área total para flexión A = b x Ld

$$A_c = 1.700 \text{ m}^2 \quad \text{Area a Corte} \quad A = b \times (L_d - d)$$

$$P_d = 34.476 \text{ t} \quad \text{Peso del dedo}$$

$$P_{rd} = 13.923 \text{ t} \quad \text{Peso relleno sobre dedo}$$

$$P_d + P_{rd} = 48.399 \text{ t}$$

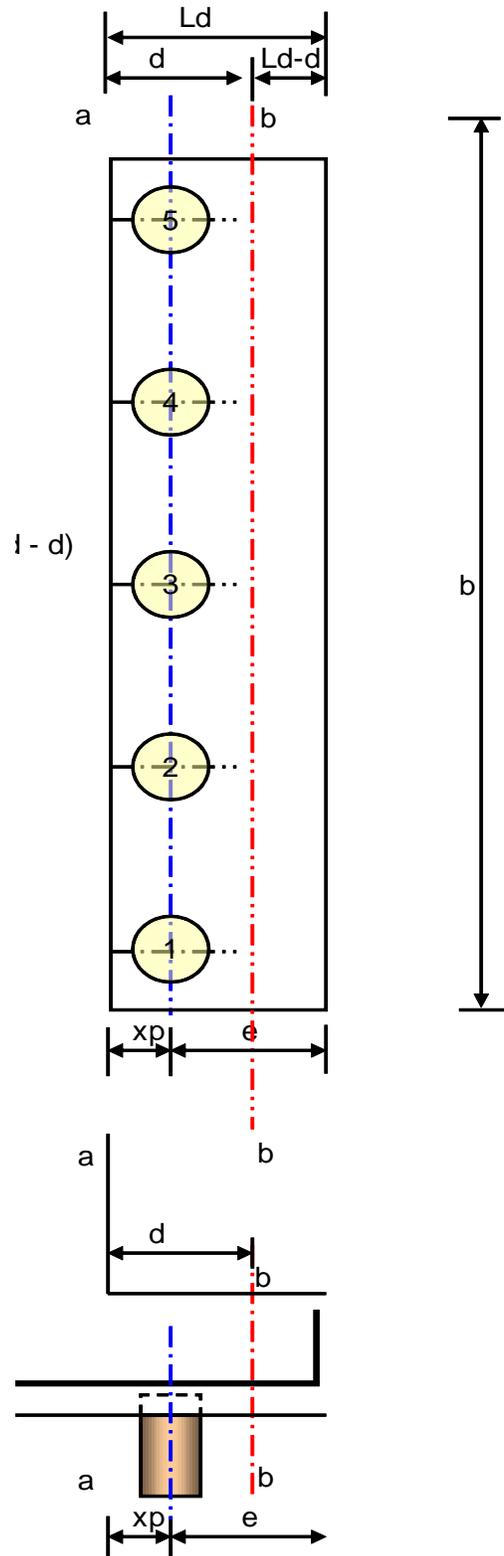
$$M_{aa} = (P_p \cdot n \cdot x_p) - (P_d + P_{rd}) \cdot x_d$$

$$M_{aa} = 203.461 \quad \text{tm}$$

$$f_u = 1.400$$

$$M_{u \text{ aa}} = 284.846 \quad \text{tm}$$

GRAFICO 3.9.12
ESQUEMA DEDO



Armadura:

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$Fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 850.00 \text{ cm}$

$hz = 130.00 \text{ cm}$

$ri = 20.00 \text{ cm}$

$d = 110.00 \text{ cm}$

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * Mu}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} \frac{f'c}{Fy} * b * d$$

$\rho \text{ mín}$.- En función del momento de agrietamiento

$Mcr = fr \text{ lg/yt}$

TABLA 3.9.13

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN

Fig.	b	h	y	A	A y	lo	d	Ad ²
1	850.00	130.00	65	110500	7182500	155620833	0	0
				110500	7182500	155620833		0

Fuente: Elaboración Propia.

$yt = 65 \text{ cm}$

$fr = 1,984 \sqrt{f'c} = 33.19 \text{ kg/cm}^2$

$lg = 155620833.3 \text{ cm}^4$

$Mcr = 794.83 \text{ tm}$

$Mur = 1,2Mcr/\phi \quad \phi = 0.9$

$Mur = 1059.77 \text{ tm}$

$w = 0.041926346$

$$\rho_{\min} = 0.00$$

$$A_{smin} = 261.34 \text{ cm}^2$$

Mu (tm)	Asmin (cm2)	Ascal (cm2)	1.33Ascal (cm2)	Asdefin. (cm2)
284.85	261.34	68.96	91.71	91.71

Usar 10.79 cm²/m

Usamos:

1 Ø 18 mm a 0,20 m Inferior dedo

Sentido Longitudinal:

1 Ø 16 mm a 0,20 m Inferior-superior

CORTE: Chequeamos el corte en la sección a "d" de la cara.

$$A_c = 1.70 \text{ m}^2 \quad \text{Área del dedo y relleno a corte}$$

$$P_{dc} = 5.30 \text{ t} \quad \text{Peso dedo para corte}$$

$$P_{rdc} = 2.14 \text{ t} \quad \text{Peso relleno sobre dedo para corte}$$

$$P_{dc} + P_{rdc} = 7.45 \text{ t}$$

$$V_{bb} = 7.45 \text{ t} \quad \text{Hacia abajo}$$

$$V_{ubb} = 10.42 \text{ t}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad \phi = 0.85$$

$$v_u = 0.13 \text{ kg/cm}^2$$

Chequeamos el corte en la sección a-a (cara)

$$A = 11.05 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P_d &= 34.48 \text{ t} && \text{Peso dedo} \\
 P_{rd} &= 13.92 \text{ t} && \text{Peso relleno dedo} \\
 P_d + P_{rd} &= 48.40 \text{ t} \\
 V_{aa} &= P_p n - (P_d + P_{rd}) \\
 V_{aa} &= 421.44 \text{ t} && \text{Corte en la sección aa} \\
 V_{uaa} &= 590.02 \text{ t} && \text{Corte último en sección aa} \\
 v_u &= 7.42 \text{ kg/cm}^2 && \text{Esfuerzo cortante en la sección aa} \\
 v_c &= 0.53 \sqrt{f'_c} \\
 v_c &= 8.87 \text{ kg/cm}^2 &> v_u && \text{ok}
 \end{aligned}$$

3.9.1.8.2. Cimentación (talón)

DATOS

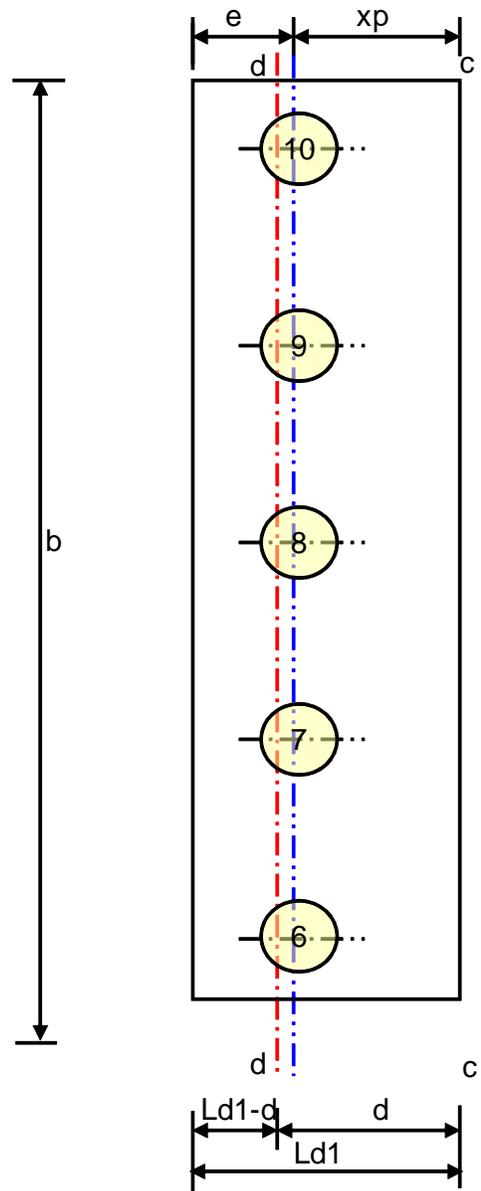
Diseñamos para el grupo I

$$\begin{aligned}
 L_{d1} &= 1.300 \text{ m} && \text{Longitud de sección 6} \\
 h_z &= 1.300 \text{ m} && \text{Altura de zapata} \\
 h_r &= 0.700 \text{ m} && \text{Altura relleno sobre la sección} \\
 b &= 8.500 \text{ m} && \text{Sección 6 (menor)} \\
 r_i &= 0.200 \text{ m} && \text{Recubrimiento armadura flexión} \\
 d &= 1.100 \text{ m} && \text{Altura efectiva en flexión} \\
 e &= 0.800 \text{ m} && \text{Distancia de borde a eje de pilotes} \\
 x_d &= 0.650 \text{ m} && \text{Centro de gravedad de sección 6}
 \end{aligned}$$

- $P_p = 14.837 \text{ t}$ Carga en pilotes de seccion 6
 $n = 5 \text{ pil.}$ Pilotes en dedo (parte frontal)
 $x_p = 0.500 \text{ m}$ Distancia entre cara del dedo pilotes

 $A = 11.050 \text{ m}^2$ Área total para flexión $A = b \times L_d$
 $A_c = 1.700 \text{ m}^2$ Area a corte $A = b \times (L_d - d)$
 $P_d = 34.476 \text{ t}$ Peso del dedo
 $P_{rd} = 13.923 \text{ t}$ Peso relleno sobre dedo
 $P_d + P_{rd} = 48.399 \text{ t}$
 $M_{aa} = (P_p \times n \times x_p) - (P_d + P_{rd}) \times x_d$
 $M_{aa} = 5.633 \text{ tm}$
 $f_u = 1.400$
 $M_u \text{ aa} = 7.887 \text{ tm}$
 Armadura:
 $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 850.00 \text{ cm}$
 $h_z = 130.00 \text{ cm}$
 $r_i = 20.00 \text{ cm}$
 $d = 110.00 \text{ cm}$
 $\rho \text{ mín} \text{ .-}$ En función del momento de agrietamiento

GRAFICO 3.9.13
ESQUEMA TALÓN



M_u (tm)	A_{smin} (cm ²)	A_{scal} (cm ²)	$1.33A_{scal}$ (cm ²)	$A_{sdefin.}$ (cm ²)
7.89	261.34	1.90	2.52	2.52

Usamos:

1 \varnothing 18 mm a 0,20 m

Mantener armadura dedo

Sentido Longitudinal:

1 Ø 16 mm a 0,20 m Inferior-superior

CORTE: Chequeamos el corte en la sección a "d" de la cara.

Ac = 1.70 m² Área del dedo y relleno a corte

Pdc = 5.30 t Peso dedo para corte

Prdc = 2.14 t Peso relleno sobre dedo para corte

Pdc+Prdc= 7.45 t

Vbb = 7.45 t Hacia abajo

Vubb = 10.42 t

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \qquad \phi = 0.85$$

v_u = 0.13 kg/cm²

Chequeamos el corte en la sección d-d (cara)

A = 11.05 m²

Pd = 34.48 t Peso dedo

Prd = 13.92 t Peso relleno dedo

Pd+Prd= 48.40 t

Vaa = Pp n - (Pd+Prd)

Vaa = 25.79 t Corte en la sección dd

Vuaa = 36.10 t Corte último en sección dd

$$v_u = 0.45 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo cortante en la sección dd}$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u \quad \text{ok}$$

3.9.1.8.3. *Diseño sentido longitudinal*

Análisis para el grupo I

DATOS:

$$L_{vc} = 8.500 \text{ m} \quad \text{Longitud total de viga cimentación}$$

$$a_z = 3.800 \text{ m} \quad \text{Ancho total de cimentación}$$

$$L_v = 1.400 \text{ m} \quad \text{Longitud voladizo}$$

$$S_c = 2.850 \text{ m} \quad \text{Longitud tramo (separación columnas)}$$

$$c_1 = 1.400 \text{ m} \quad \text{Abscisa columna 1}$$

$$c_2 = 4.250 \text{ m} \quad \text{Abscisa columna 2}$$

$$c_3 = 7.100 \text{ m} \quad \text{Abscisa columna 3}$$

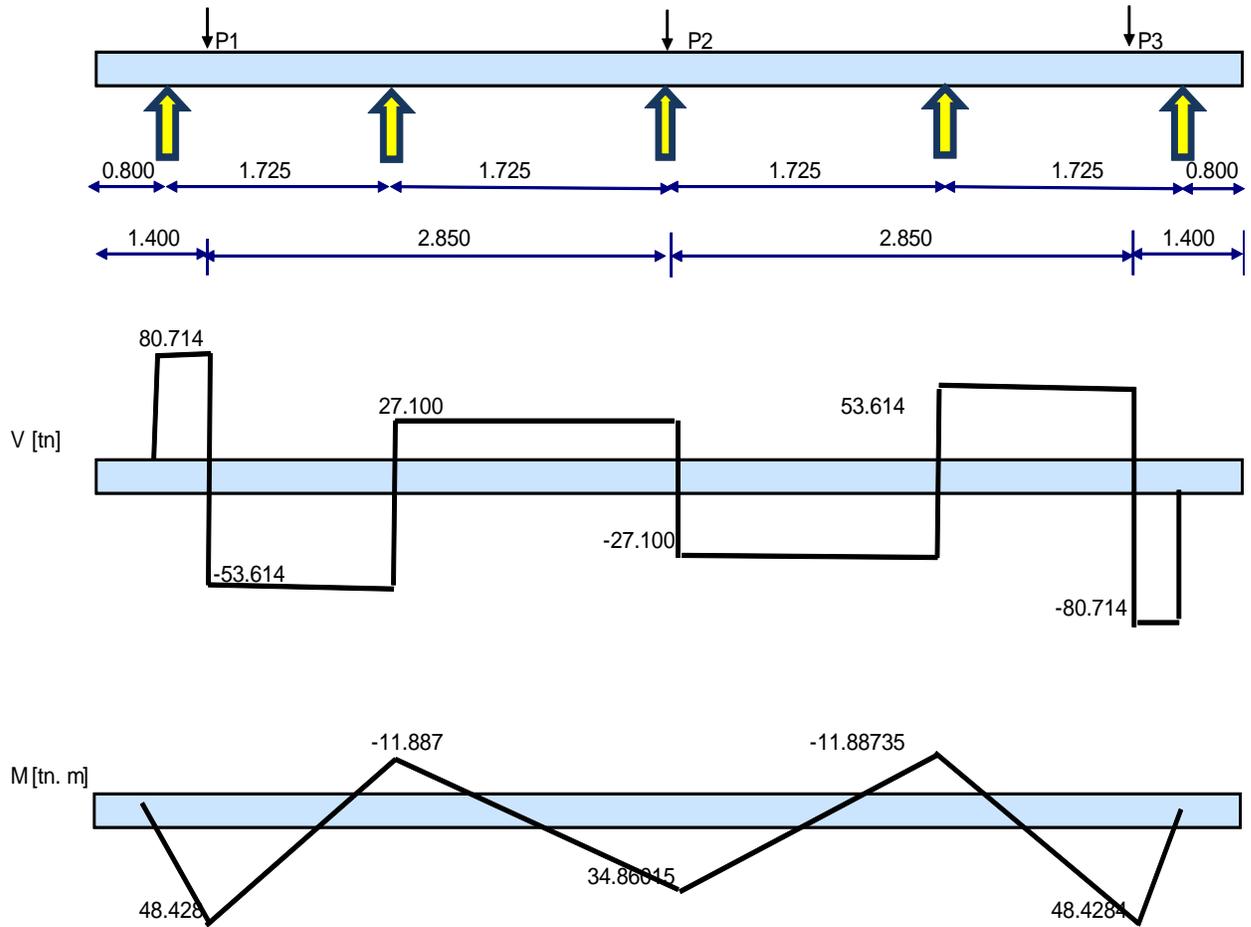
$$P_1 = 134.328 \text{ t} \quad M_1 = 0.0746 \text{ tm} \quad \text{cm+cv en columna 1}$$

$$P_2 = 134.914 \text{ t} \quad M_2 = 0.0000 \text{ tm} \quad \text{cm+cv en columna 2}$$

$$P_3 = 134.328 \text{ t} \quad M_3 = -0.0746 \text{ tm} \quad \text{cm+cv en columna 3}$$

$$R_P = 80.714 \text{ t} \quad \text{Fuerza pilote}$$

GRAFICO 3.9.14
DIAGRAMAS DE CORTE Y MOMENTO



VIGA LONGITUDINAL

Flexión:

$M1 = 48.43 \text{ tm}$

$M2 = 11.89 \text{ tm}$

$f_u = 1.4$

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

- b = 120.0 cm
- B = 380.0 cm
- h = 150.0 cm
- rinf. = 10.0 cm
- rsup. = 7.5 cm
- di = 140.0 cm
- ds = 142.5 cm
- Asmin = (14/Fy)bx d

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * Mu}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{Fy} * b * d$$

	Mu	Asmin	Ascal	1.33Ascal	Asdefin.
	tm	cm2	cm2	cm2	cm2
Mu1 =	67.80	56.00	12.90	17.16	17.16
Mu2 =	16.64	56.00	3.15	4.19	4.19

Usamos:

- 6 Ø 20 mm Inferior
- 6 Ø 20 mm Superior

CORTE

- V = 80.71 t
- Vu = 113.00 t
- vu = 7.91 kg/cm2
- vc = 0.53 √f'c**
- vc = 8.87 kg/cm2 > vu ok

Usar Av min

$$A_{v\text{mín}} = 3,5 b S / F_y$$

$$S_{\text{máximo}} = d/4 = 35 \text{ cm}$$

$$A_{v\text{mín}} = 3,5 \text{ cm}^2$$

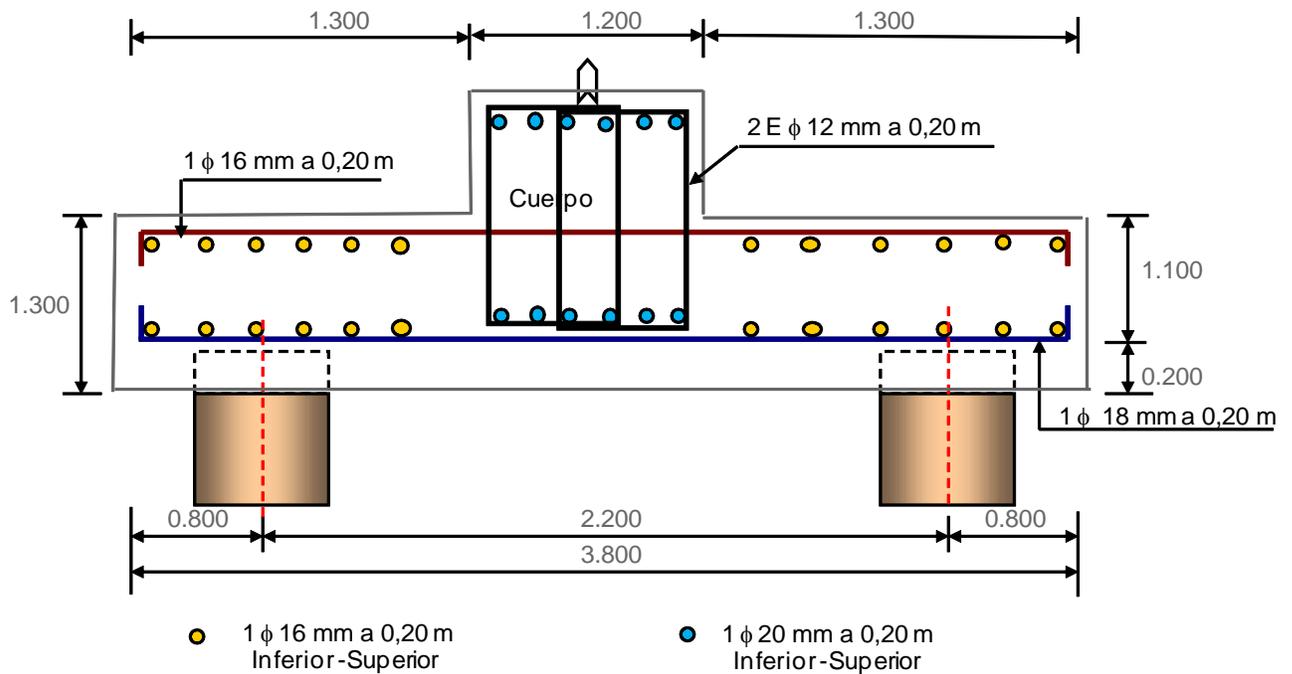
$$A_v = 2.26$$

$$2 E \text{ } \varnothing \text{ } 12 \text{ mm (4 ramas)}$$

$$S = 22.60 \text{ cm}$$

Usar: 2 \varnothing 12 mm a 0,20 m

GRAFICO 3.9.15
ARMADO DE ZAPATA



3.9.1.8.4. Diseño columnas

$$\text{No col} = 3$$

$$\varnothing = 70.00 \text{ cm}$$

GRAFICO 3.9.16
SECCION COLUMNAS

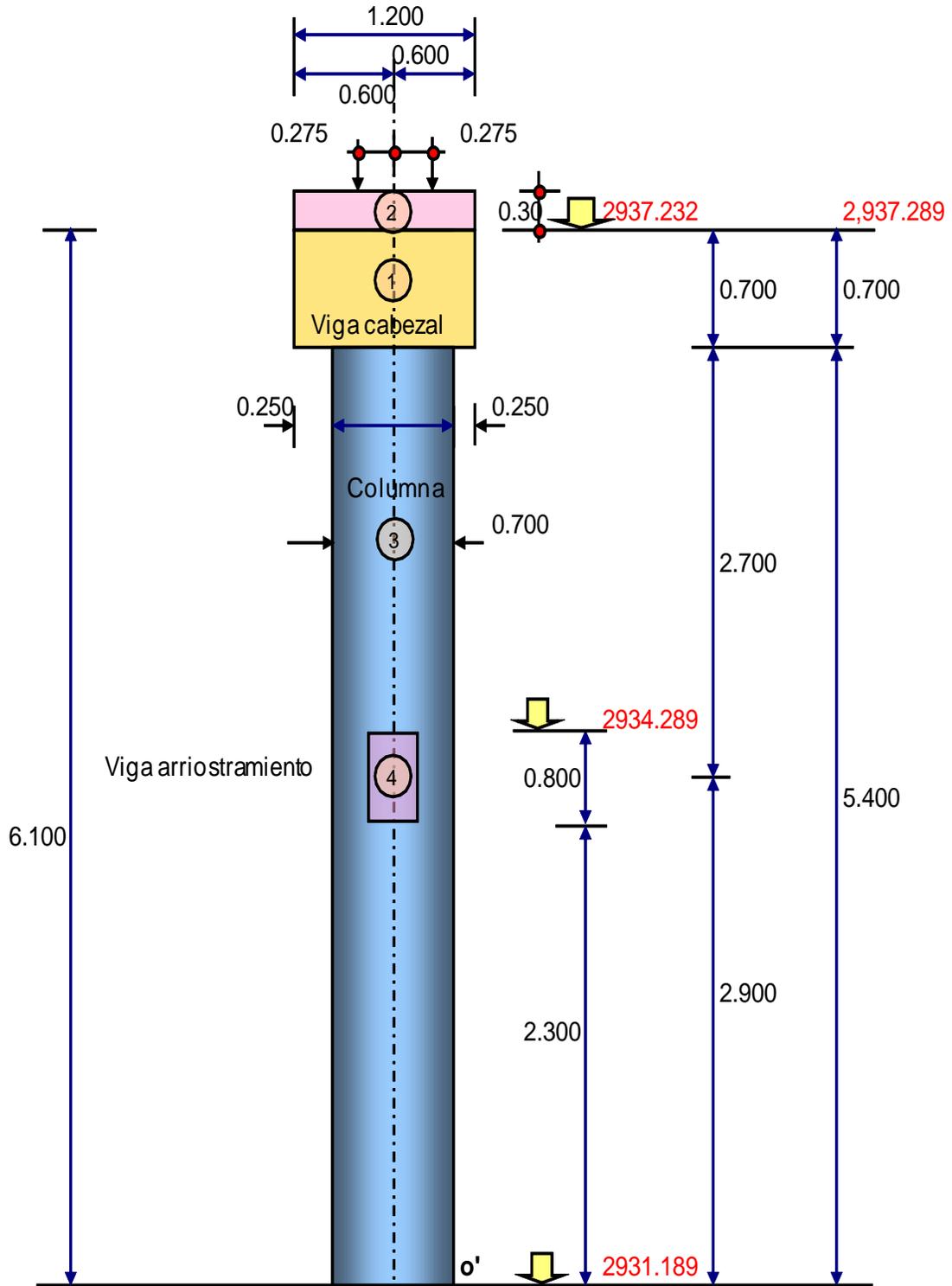


TABLA 3.9.14
PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO	Xo'	Mo'	S Mo'
	t	m	tm	tm
1	17.136	0.350	5.998	5.998
2	1.987	0.350	0.696	6.693
3	14.963	0.350	5.237	11.930
4	4.128	0.350	1.445	13.375
				13.375
Σ	38.214			13.375
Rcm1	105.000	0.625	65.625	79.000
Rcm2	105.000	0.075	7.875	86.875
Σ	248.214			86.875
Rcv1	77.077	0.625	48.173	135.048
Rcv2	77.077	0.075	5.781	140.829
Σ	402.368			140.829

Fuente: Elaboración Propia.

SISMO

Superestructura:

EQs = 23.559 T.

hs = 5.400 m.

Meq-s = 127.217 Tm.

TABLA 3.9.15
MOMENTO DE VOLCAMIENTO INFRAESTRUCTURA

FIG.	PESO	y	M = Py
1	17.136	5.750	98.532
2	1.987	6.250	12.420
3	14.963	2.900	43.392
4	4.128	2.900	11.971
Σ	38.214		166.315

Fuente: Elaboración Propia.

EQ = W x A x S W = Carga muerta (Peso Pila)

A = 0.400 Aceleración de sitio.- Zona IV

S = 1.500 Coeficiente de sitio

R = 5.000

EQ = 4.586 t

hi = 4.352 m Altura promedio pila.

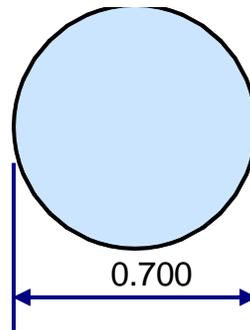
Meq-i = 19.958 tm

Total:

EQ = 28.144 t

Meq = 147.175 tm

GRAFICO 3.9.17
GEOMETRIA DE LA COLUMNA



Calculamos la sección y el centro de gravedad.

$$A = 3,848.5 \quad \text{cm}^2$$

$$y = 35.000 \quad \text{cm} = 0.350 \quad \text{m}$$

COMBINACION DE CARGAS

$$P = 402.368 \quad \text{t}$$

$$x = 0.350 \quad \text{m}$$

$$e = 0.000 \quad \text{m} \quad \text{Respecto al c. g. columnas}$$

$$M = 0.000 \quad \text{tm}$$

Grupo VII

$$P = 248.214 \quad \text{t}$$

$$x = -0.243 \quad \text{m}$$

$$e = 0.593 \quad \text{m} \quad \text{Respecto al c. g. columnas}$$

$$M = 147.175 \quad \text{tm}$$

El diseño de las columnas lo haremos a flexocompresión y el diseño a detalle se encuentra en el Anexo 3.91.

Flexión:

Análisis en el sentido longitudinal del puente.

TABLA 3.9.16
CARGAS POR GRUPOS

	GRUPO I	GRUPO VII	
P (t)	82.738	134.123	Carga vertical por columna
M (tm)	49.058	0.00	Momento por columna
e (m)	0.593	0.14	Excentricidad

Fuente: Elaboración Propia.

DATOS

$\varnothing_c = 0.70 \text{ m}$ Diámetro de la columna

$r = 2.50 \text{ cm}$ Recubrimiento

$A_g = 3,848.45 \text{ cm}^2$ Área de la columna.- concreto

$A_{s\text{mín}} = 38.48 \text{ cm}^2$ 1% de A_g .

Usamos:

16 \varnothing 25 mm Armadura longitudinal principal

$A_s = 78.5 \text{ cm}^2$ As principal

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$c_{bal} = 40.029 \text{ cm}$

$e_{bal} = 0.262 \text{ m}$

$f = 0.785$

$P_{u\text{ bal}} = 471.852 \text{ t}$

$$P_u o = 782.280 \quad t$$

Resultados:

	Grupo VII	Grupo I
C (cm)	26.95	51.7
Pu (t)	153.027	541.315
Mu (tm)	90.972	75.957
e (m)	0.594	0.14

Fuente: Elaboración Propia.

La carga última que resiste cada columna respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad:

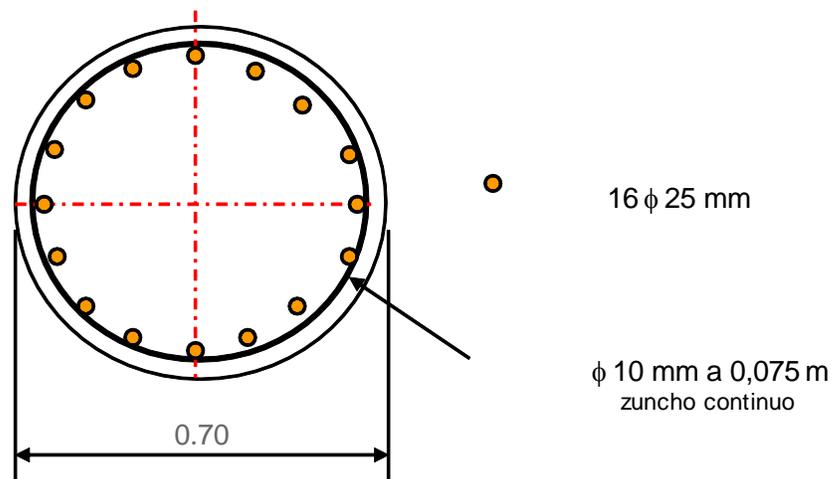
$$F_s = 1.850 \text{ Grupo VII}$$

$$F_s = 4.036 \text{ Grupo I}$$

Usaremos un zuncho continuo \varnothing 10 mm a 0.10 m.

GRAFICO 3.9.17

ARMADO DE LA COLUMNA



El diseño de la columna se encuentra en el Anexo 3.9.1

Corte:

$$V = 9.38 \text{ t} \quad \text{Por columna} \quad \text{Fuerza sísmica}/3$$

$$f_u = 1.4$$

$$V_u = 9.38 \times 1.4 = 13.13 \text{ t}$$

$$\emptyset = 0.85$$

$$v_u = 4.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u \quad \text{ok}$$

Usar A_v min

Análisis de la columna en el otro sentido

TABLA 3.9.17

CARGAS ENVOLVENTE

	Columnas exteriores:	Columna central:
P (t)	134.028	134.614
M (t.m)	14.672	17.078
e (m)	0.109	0.127

Fuente: Elaboración Propia.

El diseño se encuentra en el Anexo 3.9.3. Resultados:

	Columnas exteriores:	Columna central:
C (cm)	57.000	53.700
Pu (t)	615.746	570.175
Mu (tm)	66.210	72.443
e (m)	0.108	0.127

Fuente: Elaboración Propia.

Corte:

$$V = 11.57 \text{ t} \quad \text{Por columna}$$

$$f_u = 1.4$$

$$V_u = 11.57 \times 1.4 = 16.20 \text{ t}$$

$$\emptyset = 0.85$$

$$v_u = 4.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u \quad \text{ok}$$

Usar A_v min

3.9.1.8.5. *Diseño viga cabeza*

Flexión

Momentos obtenidos del análisis del pórtico

$$f_u = 1.4$$

$$M(-) = 16.430 \text{ tm} \quad M(+) = 12.600 \text{ tm}$$

$$M_u(-) = 23.002 \text{ tm} \quad M_u(+) = 17.640 \text{ tm}$$

Armadura:

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 120.00 \text{ cm}$$

$$h = 70.00 \text{ cm}$$

$$r = 7.50 \text{ cm}$$

$$d = 62.50$$

Mu Tm.	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
23.00	18.78	9.85	13.10	13.10
17.64	18.78	7.53	10.02	10.02

Usar:

7 Ø 16 mm Superior

7 Ø 16 mm Inferior

Corte

$$V = 11.89 \text{ t} \quad \text{del análisis del pórtico}$$

$$V_u = 16.65 \text{ t}$$

$$v_u = 2.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

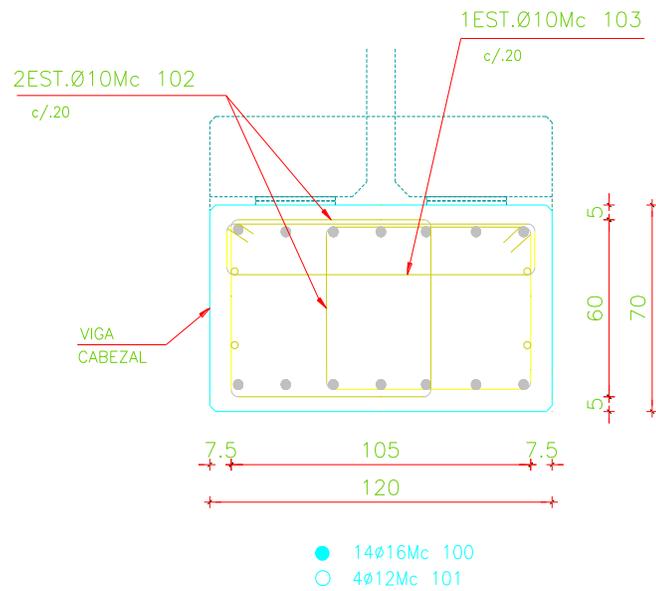
$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$v_u < v_c : \text{usar } A_v \text{ mín}$$

Colocar: 2 E Ø 10 mm a 0,20

Se dispondrá de armaduras adicionales para los efectos de tensión de cuña y fuerza axial.

GRAFICO 3.9.18
ARMADO DE VIGA CABEZAL



3.9.1.8.6. *Diseño viga Arriostramiento*

Flexión

Flexión

$$f_u = 1.400$$

$$M(-) = 20.730 \text{ tm} \quad M(+) = 20.450 \text{ tm}$$

$$M_u(-) = 29.022 \text{ tm} \quad M_u(+) = 28.630 \text{ tm}$$

Armadura:

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 50.00 \text{ cm}$$

$$h = 80.00 \text{ cm}$$

$$r = 5.00 \text{ cm}$$

$$d = 75.00 \text{ cm}$$

Mu Tm.	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ²
29.02	8.50	10.50	13.96	10.50
28.63	8.50	10.35	13.77	10.35

Usar:

3 Ø 22 mm Superior

3 Ø 22 mm Inferior

Corte

$$V = 13.91 \text{ t} \quad \text{del análisis del pórtico}$$

$$Vu = 19.47 \text{ t}$$

$$vu = 5.19 \text{ kg/cm}^2$$

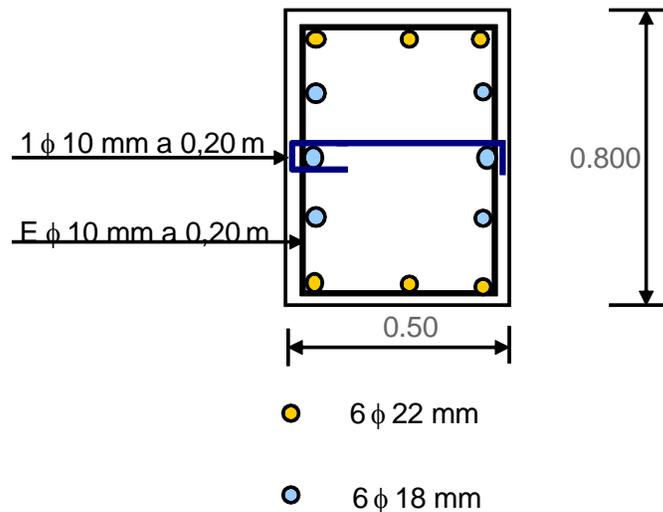
$$vc = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$Av = 0.79 \text{ cm}^2 \text{ E } \varnothing 10 \text{ mm}$$

Colocar: 1 E Ø 10 mm a 0,20 m

GRAFICO 3.9.19

ARMADO DE VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO



3.9.1.8.7. *Diseño traba antisísmica*

DATOS

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$Fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

GEOMETRIA

$L = 30.00 \text{ cm}$ Altura de la traba

$a = 25.00 \text{ cm}$ Ubicación carga

$b = 120.00 \text{ cm}$ Ancho de traba

$h = 115.00 \text{ cm}$ Longitud de traba

$r = 5.00 \text{ cm}$ Recubrimiento

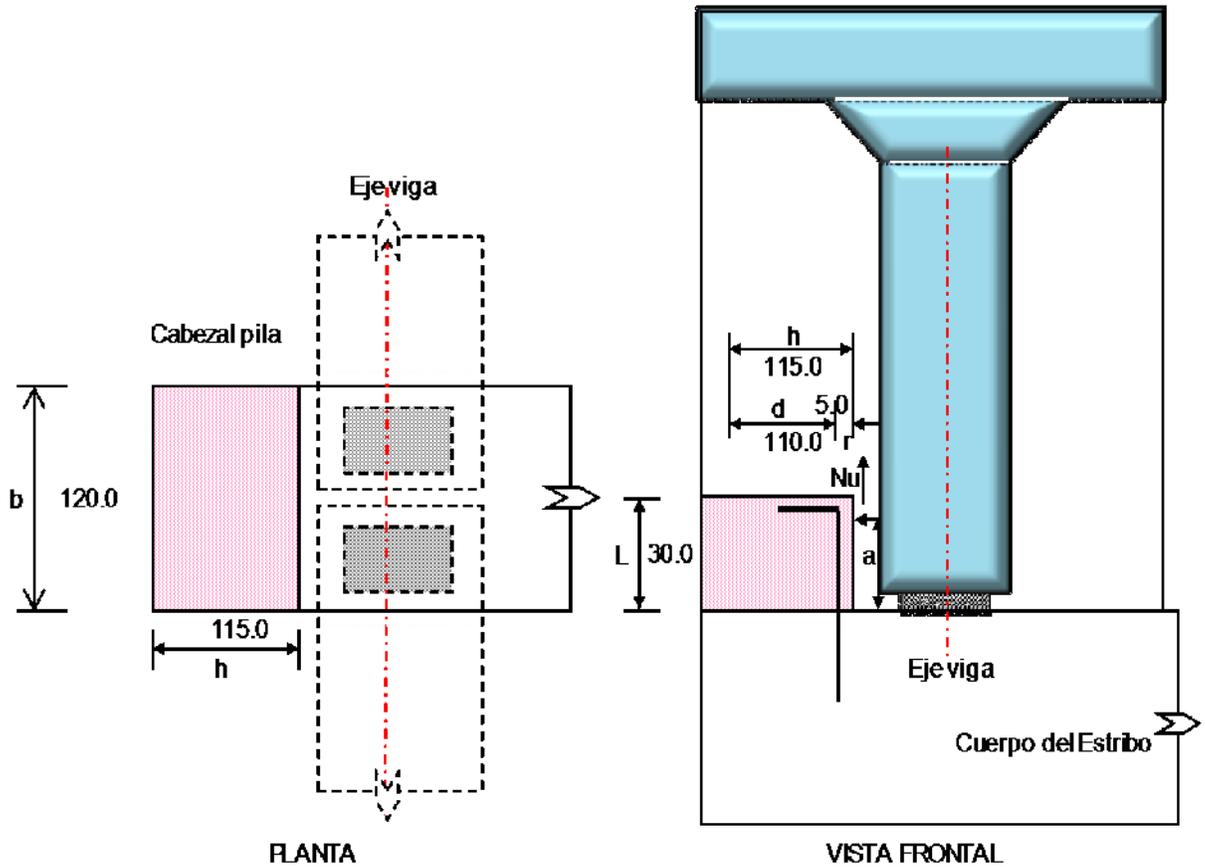
$d = 110.00 \text{ cm}$ Altura efectiva

$Acv = 13,200.00 \text{ cm}^2$ Área de concreto

$$a/d = 0.23 \text{ OK } a/d < 1$$

GRAFICO 3.9.20

PLANTA Y VISTA FRONTAL DE TRABA ANTISISMO



CARGAS

$R_{cm} = 210.00 \text{ t}$ Reacción carga muerta por estribo

$A = 0.400$ Aceleración:

$E_q = 84.00 \text{ t}$ Fuerza sísmica lateral ($A R_{cm}$)

$f_u = 1.40$ Factor de mayoración

$V_u = 117.60 \text{ t}$ Carga última sísmica ($E_q f_u$)

$N_u = 0.00 \text{ t}$ Fuerza última vertical (hacia arriba)

Numín= 23.52 t Fuerza vertical mínima (hacia arriba) (0.2*Vu)

DISEÑO La traba (ménsula) la diseñamos a corte fricción

Art 11.7.1 (A.C.I.) Se aplican cuando es adecuado considerar la transmisión del cortante a través de un plano dado, una superficie de contacto entre materiales distintos, o una superficie de contacto entre dos concretos colocados en distintos momentos.

$$A_{vf} = V_n / F_y \mu \lambda$$

$$V_n = V_u / \phi$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{Acero por corte-fricción}$$

$$\lambda = 1.000 \quad \text{Carga ext. factorizada}$$

$$\mu = 1.0 \lambda = 1.00$$

$$V_n \text{ max1} = 0.2 f'c A_{cv} \quad \text{Cortante resistente}$$

$$V_n \text{ max2} = 56 A_{cv} \quad \text{Cortante resistente}$$

$$V_n = 138,352.9 \text{ kg} = 138.35 \text{ t}$$

$$V_n \text{ max1} = 739,200.0 \text{ kg} = 739.20 \text{ t}$$

$$V_n \text{ max2} = 739,200.0 \text{ kg} = 739.20 \text{ t}$$

$$V_n < V_n \text{ máx.} \quad V_n \text{ máx.} = 739.20 \text{ t} \quad \text{Usar el menor}$$

OK: Sección suficiente

$$A_{vf} = 32.94 \text{ cm}^2$$

FUERZA HORIZONTAL

$$N_u = 23,520.00 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.85$$

$$A_n = N_u / \phi F_y$$

$$A_n = 6.59 \text{ cm}^2$$

FLEXION

$$M_u = V_u a = 29.40 \text{ tm}$$

$$M_n = N_u(h - d) = 1.18 \text{ tm}$$

$$A_f = [M_u + N_u(h - d)] / \phi F_y j d$$

$$j d = 0.85 d = 93.50 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

$$A_f = 9.16 \text{ cm}^2$$

ARMADURA PRINCIPAL

Art. 11.9.3.5 (ACI) El área del refuerzo principal de tracción A_s , no debe ser menor que la mayor entre $A_f + A_n$ y $2/3 \cdot A_vf + A_n$

$$A) A_s = 2/3 A_vf + A_n = 28.55 \text{ cm}^2$$

$$B) A_s = A_f + A_n = 15.75 \text{ cm}^2$$

Usar:

$$A_s = 28.55 \text{ cm}^2$$

ARMADURA LATERAL

$$A) A_h = 1/3 A_vf = 10.98 \text{ cm}^2$$

$$B) A_h = 1/2 A_f = 4.58 \text{ cm}^2$$

Usar:

$A_h = 10.98 \text{ cm}^2$ Colocar como estribos en los $2/3 d$, medido la cara en contacto con la viga

ARMADURAS MINIMAS

$$A_{s\text{mín}} = 0.04 f'c b d / F_y$$

$$A_{s\text{mín}} = 35.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{h\text{mín}} = 0.5(A_s - A_n)$$

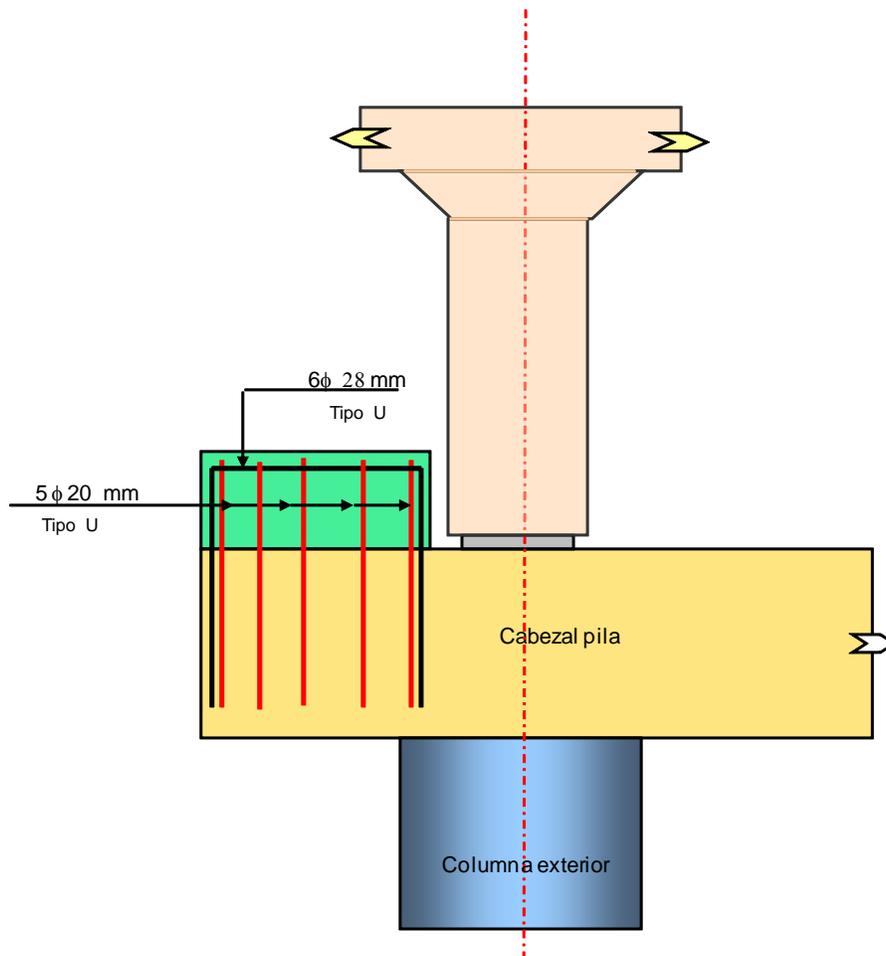
$$A_{h\text{mín}} = 10.98 \text{ cm}^2$$

ARMADO

Armadura principal 10 \emptyset 20 mm

Armadura lateral 8 \emptyset 16 mm

GRAFICO 3.9.21
ARMADO DE TRABA ANTISISMO



3.9.1.8.8. *Diseño de pilotes*

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión.

Ht	=	40.825 t	Fuerza horizontal total
Np	=	10.00	Número de pilotes.
Hp	=	4.082 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
he	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada

$$M_p = 10.206 \text{ tm}$$

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

$$P_f = 0.000 \text{ t} \quad \text{Carga por fricción negativa total.}$$

$$P_p = 90.000 \text{ t} \quad \text{Carga total en pilote incluyendo fricción negativa}$$

$$e = 0.113 \text{ m}$$

$$\varnothing p = 0.600 \text{ m}$$

$$r = 7.00 \text{ cm}$$

$$A_g = 2,827.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 28.27 \text{ cm}^2 \quad 1\% \text{ de } A_g.$$

Usamos: 16 \varnothing 25 mm Armadura longitudinal principal

$$A_s = 78.5 \text{ cm}^2 \quad \text{As principal}$$

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_{bal} = 31.43 \text{ cm}$$

$$e_{bal} = 0.27 \text{ m}$$

$$\varnothing = 0.750$$

$$P_{u\text{ bal}} = 296.16 \text{ t}$$

$$P_{u\text{ o}} = 627.37 \text{ t}$$

Resultados:

$$c = 44.00 \text{ cm}$$

$$P_u = 427.00 \text{ t}$$

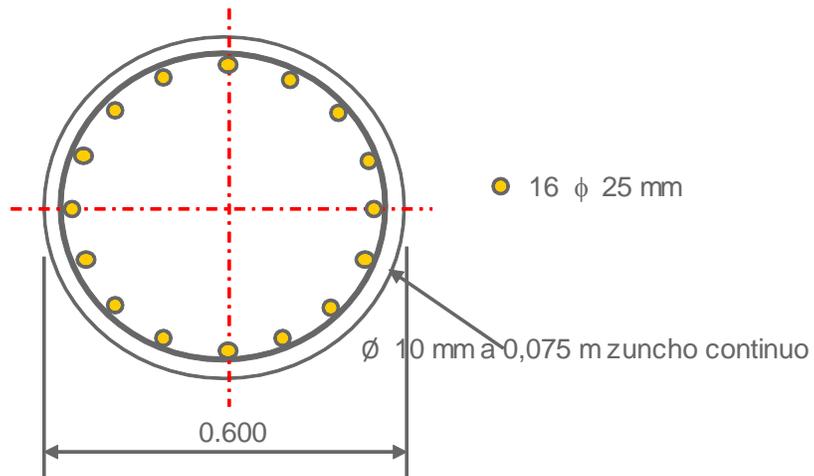
$$M_u = 48.12 \text{ tm}$$

$$e = 0.113 \text{ m}$$

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad, el diseño del pilote se presenta en el Anexo 3.9.3:

$$F_s = 4.744$$

GRAFICO 3.9.22
ARMADO DE PILOTE



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

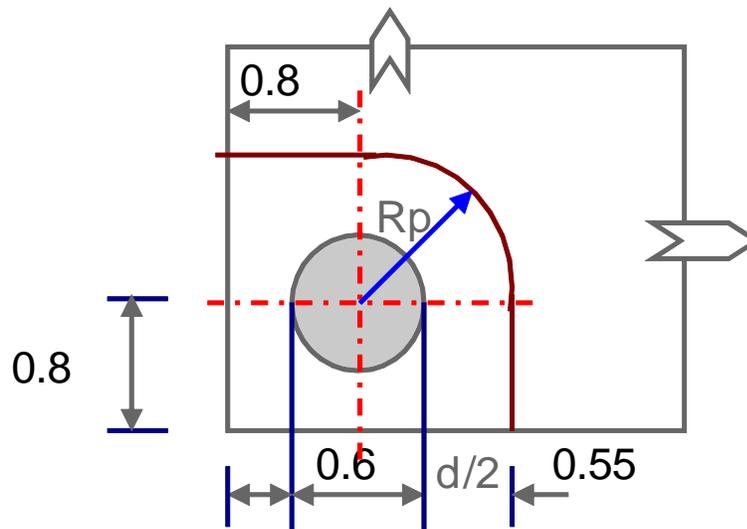
DATOS:

$$d = 1.100 \text{ m} \quad \text{Peralte efectivo.}$$

- $P_p = 93.968 \text{ t}$ Carga del pilote.
- $f_u = 4.744$ Factor mayoración
- $P_{pu} = 445.827 \text{ t}$ Carga última del pilote

GRAFICO 3.9.23

PUNZONAMIENTO EN PILOTE



- $R_p = 0.850 \text{ m}$ Radio de punzonamiento
- $l_p = 2.935 \text{ m}$ Longitud para punzonamiento.
- $A_p = 32,286.95 \text{ cm}^2$ Área resistente al punzonamiento
- $v_u = 13.81 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
- $v_c = \sqrt{f'c}$
- $v_c = 16.73 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo admisible del concreto.
- $v_c > v_u$ ok

3.9.2. ESTRIBO

3.9.2.1. Geometría

DATOS:

$A_e = 8.50 \text{ m}$	Ancho del estribo:
$N_r = 2,938.839 \text{ m}$	Cota rasante:
$N_c = 2,929.689 \text{ m}$	Cota cimentación de Zapata
$H_s = 1.550 \text{ m}$	Altura de superestructura (1.55 m.)
$H_e = 9.150 \text{ m}$	Altura del estribo
$P_t = 2.00\%$	Pend. Transversal a ambos lados
$N_n = 2,931.202$	Nivel natural del terreno
$N_v = 3$	Número de vigas
$S_v = 2.850 \text{ m}$	Separación vigas
$P_r = 10.000 \text{ t}$	Carga de rueda. HS - MOP
$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	Hormigón
$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$	Acero de refuerzo
$b = 0.400 \text{ m}$	Ancho del alma de la viga de hormigón

GRAFICO 3.9.24
PLANTA

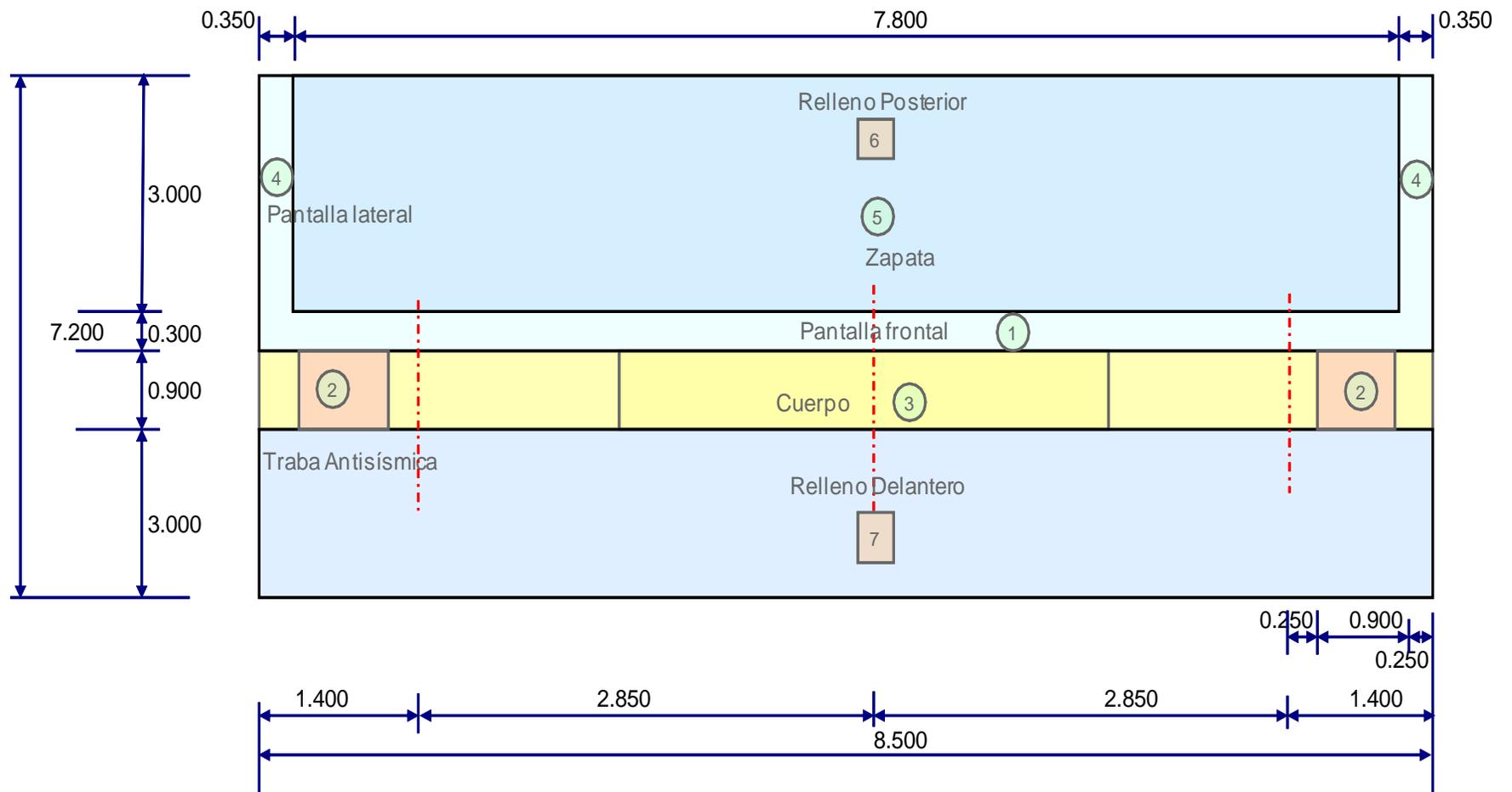
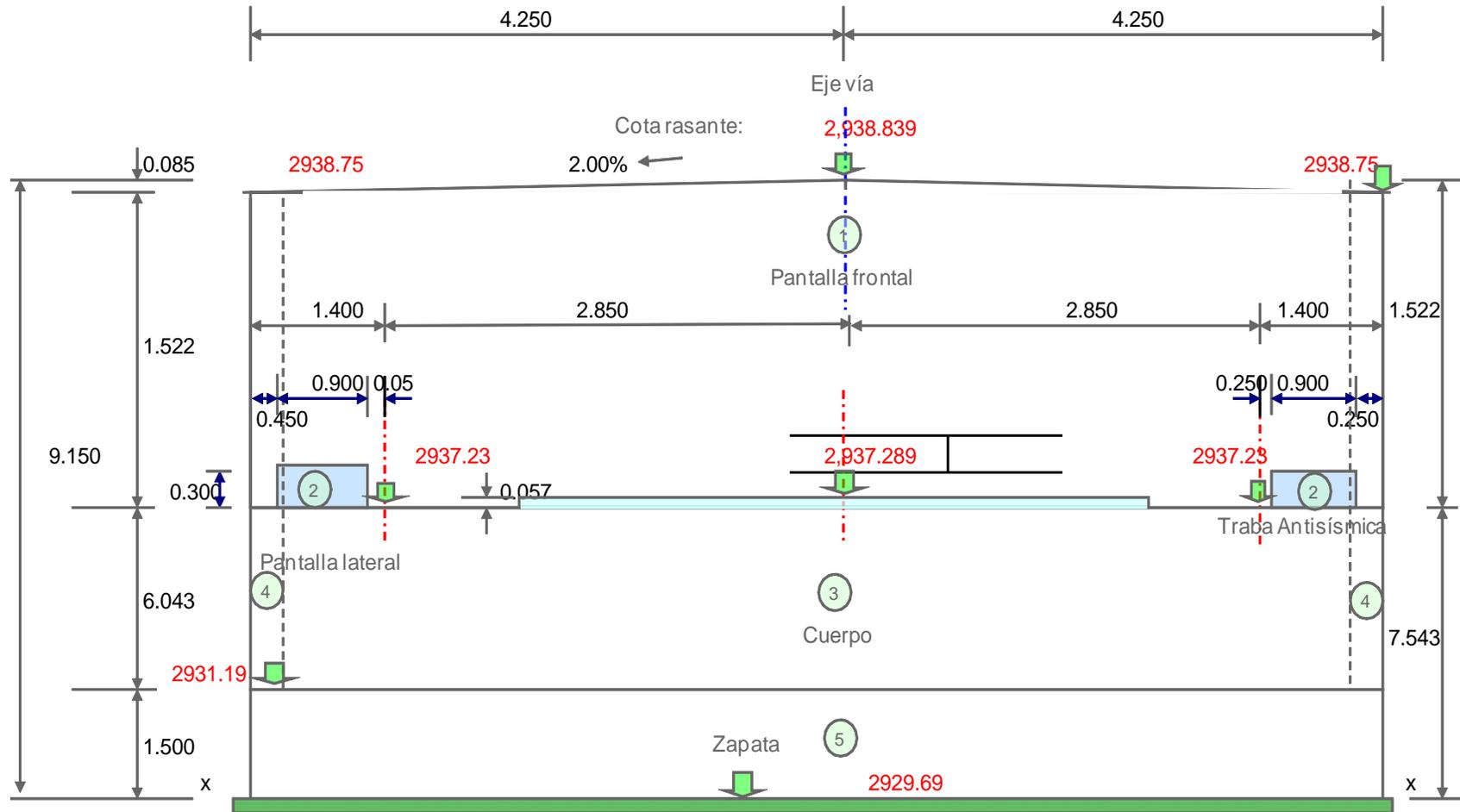
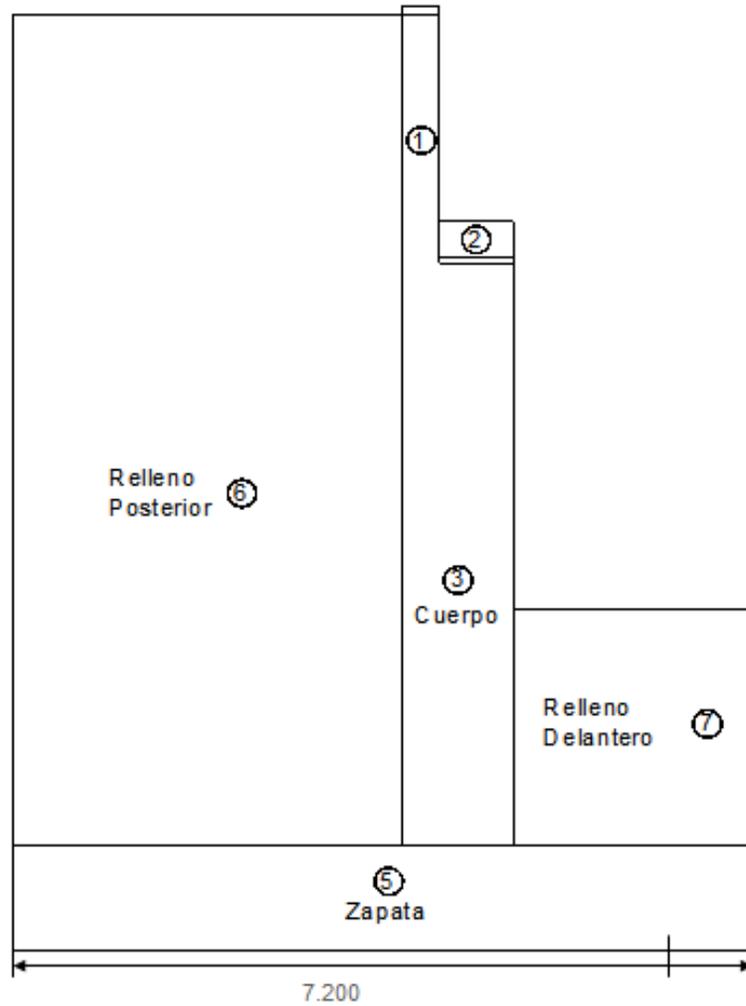


GRAFICO 3.9.25
ELEVACIÓN FRONTAL



Replanteo $e = 0,10$ m

GRAFICO 3.9.26
ELEVACIÓN LATERAL



3.9.2.2. Cargas

3.9.2.2.1. Carga Muerta

CORTE DE CARGA MUERTA + CARGAS PERMANENTES (Del diseño de vigas)

Vcper = 33.343 t

Nº vigas = 3.000 u

REACCION EN LOS EXTREMOS: 100.03 t

Tomar Rcm = 101.00 t

SUPERESTRUCTURA

CARGA MUERTA

Rcm = 101.000 t Reacción de carga muerta por Estribo.

3.9.2.2.2. *Carga Viva*

Lt = 20.000 m Longitud total del tramo

Lc = 19.500 m Luz de cálculo

Camión

Pr = 10.000 t Carga de rueda HS MOP

Nvías = 2 Número de vías

Rcv/vía = 38.431 t Reacción de carga viva/vía

$$Rcv/viga = \frac{Rcv/vía * Fd}{2} * 3$$

Rcv/viga = 89.826t/Est. Reacción de carga viva/Estribo

Carga equivalente:

wcv = 1.190 t/m Carga viva uniforme

Pc = 14.750 t Carga viva puntual

Rcv/vía = 26.353 t

$$Rcv/vía = \frac{Rcv/vía * Fd}{2} * 3$$

Rcv/viga = 61.595 t/Est.

GRAFICO 3.9.27
GEOMETRÍA DEL ESTRIBO

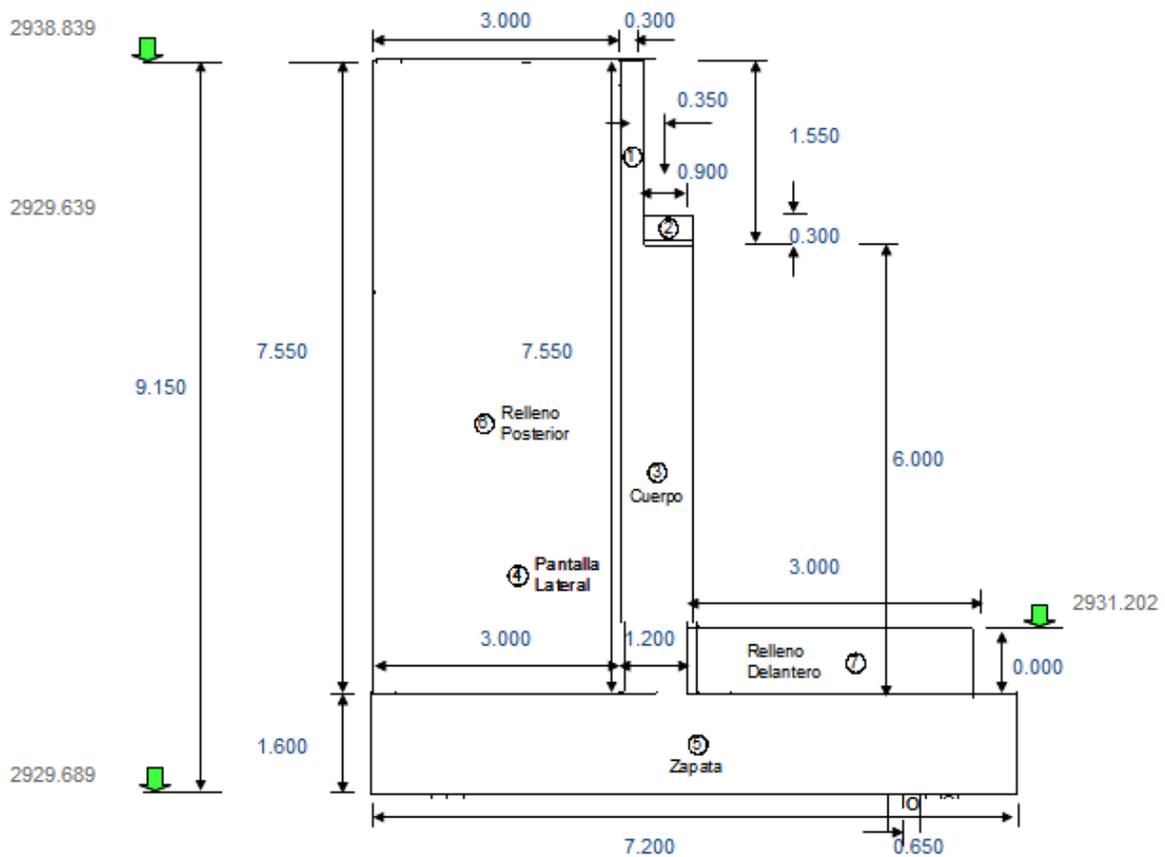


TABLA 3.9.18

DIMENSIONES DEL ESTRIBO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Frontal	1.550	0.300	8.500	2.400	1
2	Traba Antisísmica	0.300	0.900	0.900	2.400	2
3	Cuerpo	6.100	1.200	8.500	2.400	1
4	Pantalla Lateral	7.650	3.000	0.350	2.400	2
5	Zapata	1.500	7.200	8.500	2.400	1
6	Relleno Posterior	7.650	3.000	7.800	1.800	1
7	Relleno Delantero	0.013	3.000	8.500	1.800	1

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 3.9.19

PESO Y MOMENTO ESTABILIZANTE

FIG.	Fvertical es Peso t	horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	9.486		3.400		32.252	
2	1.166		2.800		3.266	
3	146.880		2.950		433.296	
4	38.052		5.050		192.163	
0	0.000		6.550		0.000	
0	0.000		3.550		0.000	
5	235.008		2.950		693.274	
6	318.006		5.050		1605.930	
7	0.000		0.850		0.000	
Rcm	101.000		2.900		292.900	
Rcv	89.826		2.900		260.495	
Ea1		201.513		3.227		650.244
Ep2		0.000		0.000		0.000
FR		4.491		10.980		49.314
Σ	939.424	206.004			3513.576	699.558

Fuente: Elaboración Propia

Distancia de borde a el eje del pilote = 0.650 m

3.9.2.2.3. *Fuerza de frenado*

En el Art. 3.9 hace referencia que la fuerza longitudinal de frenado equivale al 5% de la carga viva en todos los carriles.

$$FR = 0.05 * Rcv$$

$$FR = 4.491 \text{ t}$$

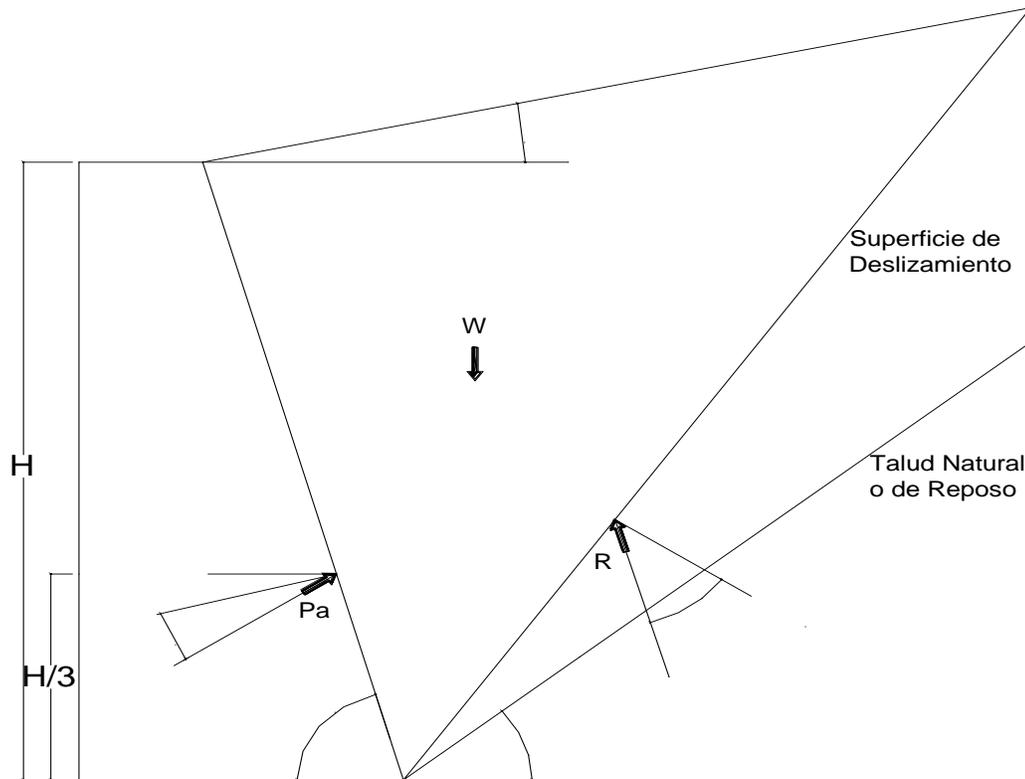
$$Yfr = 10.980 \text{ m}$$

$$Mefr = 49.314 \text{ tm}$$

3.9.2.2.4. Presión de tierras

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata.

GRAFICO 3.9.28
LÍNEAS DE INFLUENCIA SOBRE EL MURO



γ_s	=	1.800 t/m ³	Peso específico del suelo
α	=	0.00 °	Angulo inclinación talud relleno
ϕ	=	32.00 °	Angulo de fricción interna del suelo
β	=	90.00 °	Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
δ	=	16.00 °	Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)

$$\text{tag}^2(45 + \phi/2)$$

K_p	=		Coficiente de empuje pasivo
K_p	=	3.25	
K_a	=	$\frac{\text{Sen}^2(\beta + \Phi)}{\text{Sen}^2\beta * \text{Sen}(\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\Phi + \delta) * \text{Sen}(\Phi - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta) * \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$	
K_a	=	0.278	Coficiente de empuje activo
h'	=	0.600 m	Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
h	=	9.150 m	Altura para presión de tierras
q_1	=	0.300 t/m ²	Presión por sobrecarga $\gamma \sigma \times K_a \times h'$
q_2	=	4.882 t/m ²	Presión máxima para Grupo I $\gamma \sigma \times K_a \times (h' + h)$
a	=	8.500 m	Ancho de presión de tierras
E	=	$\frac{q_1 + q_2}{2} * h * a$	
E_{a1}	=	201.513 t	Empuje de tierras con sobrecarga
y_e	=	3.227 m	Ubicación de empuje desde eje xx
M_{Eo}	=	650.244 tm	Momento por presión de tierra
E_{p2}	=	0.000 t	Empuje de tierras pasiva
y_e	=	0.000 m	Ubicación de empuje desde eje xx
M_{Eo}	=	0.000 tm	Momento por presión de tierra.

3.9.2.2.5. *Presión de tierras*

DATOS DEL PUENTE:

ZONA SISMICA	IV
IMPORTANCIA DEL PUENTE	I
ACELERACION A: (Z)	0.40
CATEGORIA DE COMPORTAMIENTO SISMICO:	D
PERFIL DEL SUELO	III
COEFICIENTE DE SITIO S:	1.5

PUENTE SIMPLEMENTE APOYADO:

N_{mín} = (305+2,5L) DIVISION I A Art. 7.3.1

N_{mín} = 353.75 mm

E_q = W x A x S W = Carga muerta (Peso)

A = 0.400 Aceleración de sitio.- Zona IV, para Superestructura

K_h = 0.200 Aceleración horizontal = A/2.- Art. 6.4.3.- Art. 7.2.7 .- Para suelo y Estribo

K_v = 0.000 Aceleración vertical

S = 1.500 Coeficiente de sitio

Superestructura:

E_Q = 101.000 x 0.400 x 1.500 = 60.60 t

$$K_{ad} = \frac{\text{Sen}^2(\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos}\theta * \text{Sen}^2\beta * \text{Sen}(\beta - \theta' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\Phi + \delta) * \text{Sen}(\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta - \theta') * \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

E_{ad} Fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

$$\theta' = \text{Arctg}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$$

K_h = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal

K_v = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)

$$K_h / (1 - K_v) = 0.200$$

$$\theta' = \text{Arc tag}(0.200)$$

$$\theta' = 11.310^\circ$$

α = 0.000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno

ϕ = 32.000° Angulo de fricción interna del suelo

β = 90.000° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro

δ = 16.000 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro

$$K_{ad} = 0.422$$

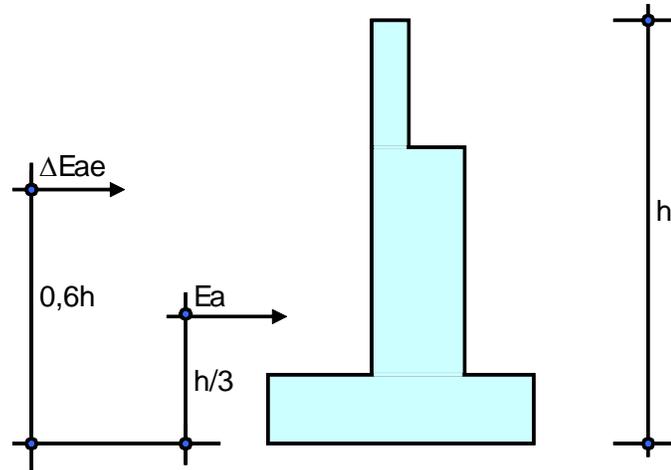
E_{ad} = 270.003 t Empuje de tierras

ΔE_{ad} = 91.854 t Incremento dinámico de empuje

$$M_{Ead} = E_a * \frac{h}{3} + \Delta E_{ae} * (h * 0.6) \text{nonobe} - \text{Okabe}$$

$$M_{Ead} = 1,047.631 \text{ tm}$$

GRAFICO 3.9.29
FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL MURO



3.9.2.3. Estudio de estabilidad

TABLA 3.9.21

ESTUDIO DE ESTABILIDAD CASO 1

CASO 1 (CM + CV + E) Grupo I Estribo con carga viva

FIG.	verticales	horizontales	X	Y	Me	Mv
	Peso t	t	m	m	tm	tm
1	9.486		3.400		32.252	
2	1.166		2.800		3.266	
3	146.880		2.950		433.296	
4	38.052		5.050		192.163	
0	0.000		6.550		0.000	
0	0.000		3.550		0.000	
5	235.008		2.950		693.274	
6	318.006		5.050		1605.930	
7	0.000		0.850		0.000	
Rcm	101.000		2.900		292.900	
Rcv	89.826		2.900		260.495	
Ea1		201.513		3.227		650.24 4

Ep2						
FR		4.491		10.980		49.314
Σ	939.424	206.004			3513.576	699.558

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.2.3.1. Factores de seguridad caso 1

DESLIZAMIENTO

$\mu = 0.625$ Rozamiento entre hormigón y suelo $\tan(\phi)$

$W_{pp} =$ Carga (Peso)

$E_a =$ Empuje tierras y sismo

$$FS_d = \frac{\mu \cdot \sum F_v}{\sum F_h}$$

$$FS_d = \frac{0.625 \times 939.424}{206.004} = 2.850$$

VOLCAMIENTO

$\sum M_e =$ Momento Estabilizante

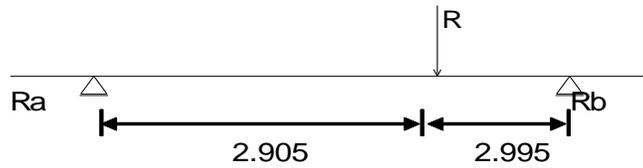
$M_v =$ Momento de Empuje tierras y sismo

$$FS_v = \frac{\sum M_e}{M_v}$$

$$FS_v = \frac{3\,513.576}{699.558} = 5.023$$

$$FSD_{adm} = 1.500 \quad FSV_{adm} = 2.000 \quad OK$$

GRAFICO 3.9.30
POSICIÓN DE LA RESULTANTE



$$X = \frac{Me - Mv}{\sum Fv}$$

X = 2.995 m Con respecto al eje del pilote

e = Excentricidad

e = -0.045 Excentricidad con respecto a la separación de pilotes

CARGA Y PILOTES

Ra = 476.952 t

Rb = 462.472 t

TABLA 3.9.22

ESTUDIO DE ESTABILIDAD CASO 4

CASO 4 (CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

FIG.	verticales Peso t	horizontal es t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	9.486		3.400		32.252	
2	1.166		2.800		3.266	
3	146.880		2.950		433.296	
4	38.052		5.050		192.163	
5	235.008		2.950		693.274	
6	318.006		5.050		1605.930	

7	0.000		0.850		0.000	
Rcm	101.000		2.900		292.900	
Rcv						
Ead		270.003				1047.631
Eq		86.118				231.334
EQ		60.600				460.560
Σ	849.598	416.721			3253.081	1739.525

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.2.3.2. Factores de seguridad caso 4

DESLIZAMIENTO

$\mu = 0.625$ Rozamiento entre hormigón y suelo $\tan(\phi)$

$W_{pp} =$ Carga (Peso)

$E_a =$ Empuje tierras y sismo

$$FS_d = \frac{\mu \cdot \sum F_v}{\sum F_h}$$

$$FS_d = \frac{0.625 \times 849.598}{416.721} = 1.274$$

VOLCAMIENTO

$\sum M_e =$ Momento Estabilizante

$M_v =$ Momento de Empuje tierras y sismo

$$FS_v = \frac{\sum M_e}{M_v}$$

$$FS_v = \frac{3\,253.081}{1\,739.525} = 1.870$$

De acuerdo al Art. 5.5.5 AASHTO, cuando se combine con sismo, los factores de seguridad pueden ser reducidos a un 75%

$$FSD_{adm} = 1.125 \qquad FSV_{adm} = 1.500$$

**GRAFICO 3.9.31
POSICIÓN DE LA RESULTANTE**



$$X = \frac{Me - Mv}{\sum Fv}$$

X = 1.781 m Con respecto al eje del pilote

e = Excentricidad

e = 1.169 Excentricidad con respecto a la separación de pilotes

CARGA Y PILOTES

Ra = 256.535 t

Rb = 593.064 t

3.9.2.4. Resultado de las Solicitaciones

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L = 8.500 m Largo de zapata

b = 7.200 m Ancho de zapata

A = 61.200 m² Área

Yz = 3.600 m C. g. zapata

Ix = 264.384 m⁴ Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

$$P = 939.424 \text{ t}$$

$$E = 206.004 \text{ t} \quad \text{Empuje de tierras}$$

$$\sum Mo = 3,513.576 \text{ tm}$$

$$Mo = 699.558 \text{ tm} \quad \text{Momento por Empuje de tierras}$$

$$y = 2.995 \text{ m}$$

$$e = 0.605 \text{ m} \quad \text{Con respecto al c. g. zapata}$$

$$M = 567.910 \text{ tm}$$

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

$$P = 849.598 \text{ t}$$

$$E = 416.721 \text{ t} \quad \text{Empuje tierras y sismo}$$

$$\sum Mo = 3,253.081 \text{ tm} \quad \text{Momento Estabilizante sin CV}$$

$$Mo = 1,739.525 \text{ tm} \quad \text{Momento de Empuje tierras y sismo}$$

$$y = 1.781 \text{ m}$$

$$e = 1.819 \text{ m} \quad \text{Excentricidad con respecto al c. g. zapata}$$

$$M = 1,544.998 \text{ tm}$$

3.9.2.5. Esfuerzos admisibles

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

3.9.2.6. Pilotes

TABLA 3.9.23

DATOS DE PILOTES

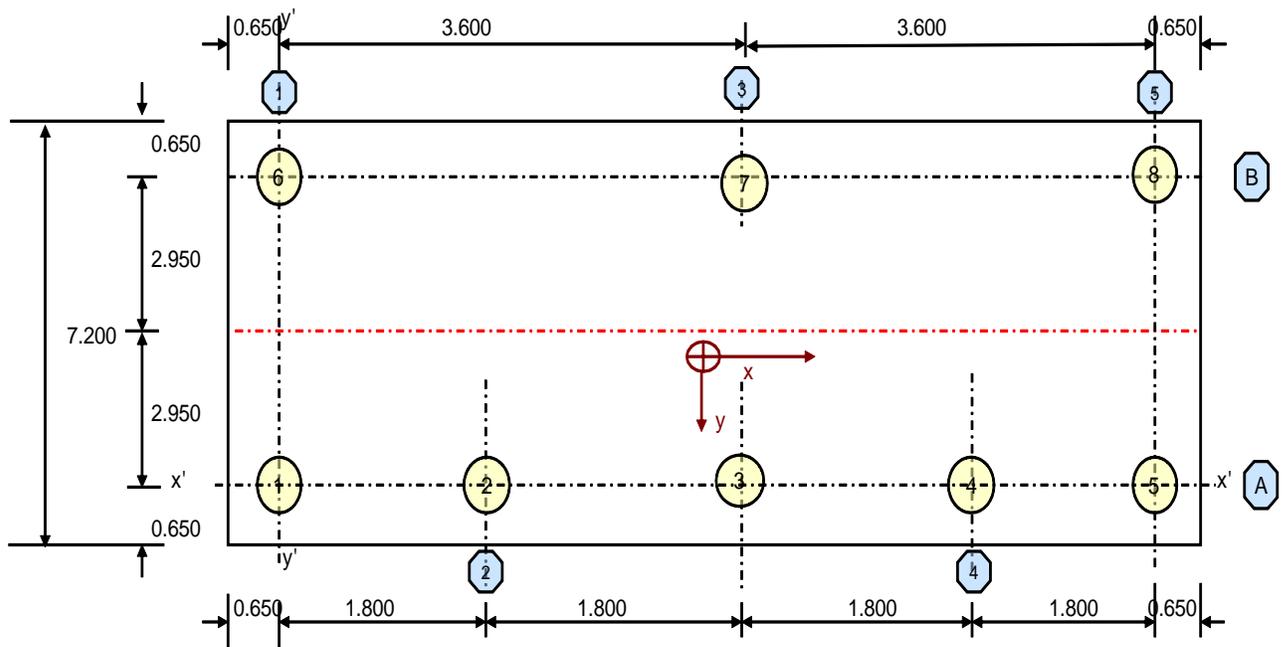
DATOS DE PILOTES	Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p (mm)	800.00	800.00
CAPACIDAD DE CARGA C_p (t)	181	181
CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA P_f (t)	0.00	0.00
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE PILOTES	2920	2920
COTA DE ZAPATA (msnm)	2929.69	2929.69
LONGITUD APROXIMADA PILOTES (m)	9.70	9.70
NUMERO TOTAL DE PILOTES	3	5

Fuente: Elaboración Propia.

3.9.2.6.1. Propiedades geométricas del grupo de pilotes

GRAFICO 3.9.32

DISTRIBUCIÓN DEL GRUPO DE PILOTES



Con respecto al eje $x' - x'$

$Y_p =$ Centro de gravedad del grupo de pilotos

$I_{gpx} =$ Inercia del grupo de pilotos respecto al eje xx

TABLA 3.9.24

INERCIA DEL GRUPOS DE PILOTES EN EL EJE X-X

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	Igp No x (dp) ²
A	5	1,2,3,4,5	0.000	0.000	2.213	24.476
B	3	6,7,8,	5.900	17.700	-3.688	40.793
Σ	8			17.700		65.269

Fuente: Elaboración Propia.

$$Y_p = \frac{17.7}{8.0} = 2.213 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 65.269 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

$X_p =$ Centro de gravedad del grupo de pilotos

$I_{gpy} =$ Inercia del grupo de pilotos respecto al eje yy

TABLA 3.9.25

INERCIA DEL GRUPOS DE PILOTES EN EL EJE Y-Y

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	Igp No x (dp)
1	2	1, 6	0.000	0.000	-3.600	25.920
2	1	2	1.800	1.800	-1.800	3.240
3	2	3, 7	3.600	7.200	0.000	0.000
4	1	4	5.400	5.400	1.800	3.240
5	2	5,8	7.200	14.400	3.600	25.920
Σ	8			28.800		58.320

Fuente: Elaboración Propia.

$$Y_p = \frac{28.8}{8.0} = 3.600 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 58.320 \text{ pil.m}^2$$

3.9.2.6.2. *Cargas en los pilotes*

TABLA 3.9.26

COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I		GRUPO VII	
Y _o (m)	2.995	Y _o (m)	1.781
Y _x (m)	2.345	Y _x (m)	1.131
e (m)	Y _p - Y _x	e (m)	Y _p - Y _x
e (m)	-0.133	e (m)	1.081
P _i (t)	939.424	P _i (t)	849.598
M _x (tm)	-124.916	M _x (tm)	918.420
M _x /I _{gpx}	-1.914	M _x /I _{gpx}	14.071

Fuente: Elaboración Propia.

$$P_p = \text{Carga en cada pilote}$$

$$P_p = P / N \pm M_{dp} / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 146.718 \text{ t} \quad \text{Carga sísmica total: superestructura + estribo}$$

$$M_{eq} = 691.894 \text{ tm} \quad \text{Momento sísmico total: superestructura + estribo}$$

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

$$E_q = 44.016 \text{ t}$$

Meqy = 207.568 tm

My/Igpy = 3.559

TABLA 3.9.27

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION “Y”

FILA	No	PILOTES	dp	GRUPO I	GRUPO VII
	PILOTES			t	t
A	5	1,2,3,4,5	2.213	113.194	137.333
B	3	6,7,8,	-3.688	124.485	54.312

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 3.9.28

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION “X”

FILA	No	PILOTES	dp	GRUPO VII
	PILOTES			t
1	2	1, 6	-3.600	-12.813
2	1	2	-1.800	-6.406
3	2	3, 7	0.000	0.000
4	1	4	1.800	6.406
5	2	5,8	3.600	12.813

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 3.9.29

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	124.520	6	41.499
2	130.926	7	54.312
3	137.333	8	67.125
4	143.739		
5	150.146		

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 3.9.30

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ELEMENTO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Pp Grupo I	Pp GrupoVII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
ESTRIBO				
IZQUIERDO	137.33	150.1		
DERECHO	137.33	150.1		

Fuente: Elaboración Propia.

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO.

3.9.2.7. Diseño

3.9.2.7.1. Cimentación (dedo)

DATOS

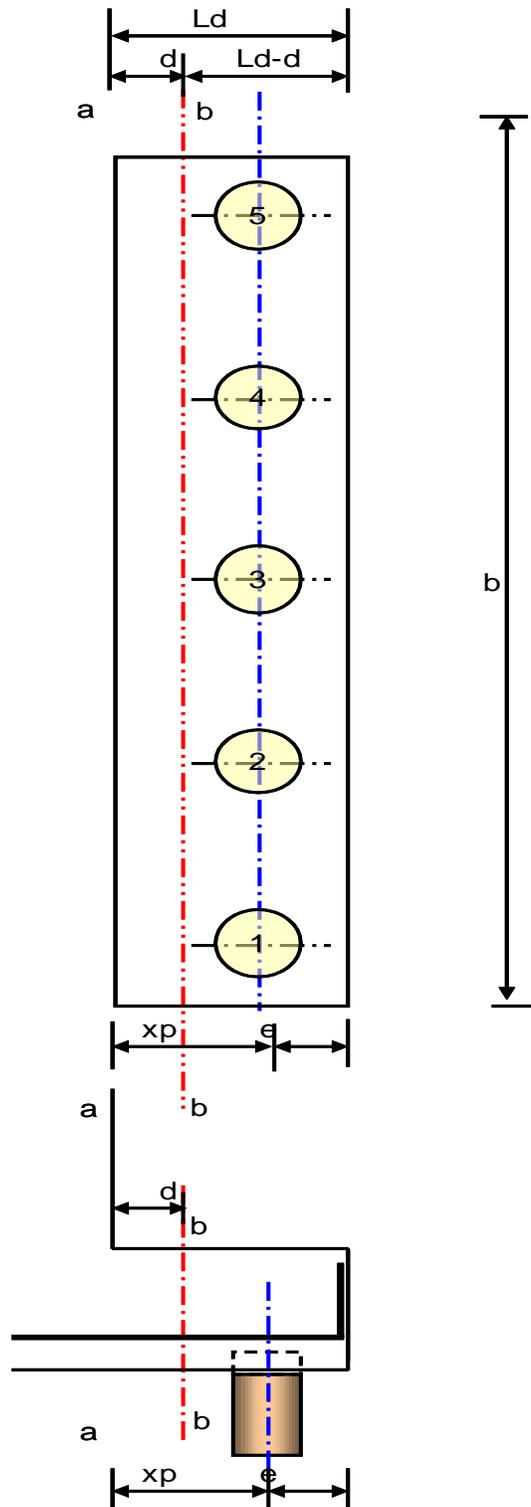
Analizamos la parte frontal de la zapata. Diseñamos para el Grupo VII

Ld = 3.000 m Longitud del dedo

hz	=	1.600 m	Altura de zapata
hr	=	0.000 m	Altura relleno sobre dedo
b	=	8.500 m	Sección dedo
ri	=	0.200 m	Recubrimiento armadura flexión
d	=	1.400 m	Altura efectiva en flexión
e	=	0.650 m	Distancia de borde a eje de pilotes
xd	=	1.500 m	Centro de gravedad del dedo
Pp	=	137.333 t	Carga en pilotes de dedo
n	=	5 pil.	Pilotes en dedo (parte frontal)
xp	=	2.350 m	Distancia entre cara del dedo pilotes
A	=	25.500 m ²	Área total para flexión $A = b \times Ld$
Ac	=	13.600 m ²	Area a corte $A = b \times (Ld - d)$
Pd	=	97.920 t	Peso del dedo
Prd	=	0.000 t	Peso relleno sobre dedo
Pd+Prd	=	97.920 t	
Maa	=	$(Pp \ n \ xp) - (Pd+Prd) \ xd$	
Maa	=	1466.779 tm	
fu	=	1.400	
Mu aa	=	2053.490 tm	

GRAFICO 3.9.33

CIMENTACION "DEDO"



Armadura:

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$Fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 850.00 \text{ cm}$

$hz = 160.00 \text{ cm}$

$ri = 20.00 \text{ cm}$

$d = 140.00 \text{ cm}$

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * Mu}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{Fy} * b * d$$

$\rho \text{ mín}$.- En función del momento de agrietamiento

Mu	Asmin	Ascal	1.33Ascal	Asdefin.
tm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
2053.49	310.52	399.93	531.91	399.93

Usar: 47.05 cm²/m

Usamos:

1 Ø 28 mm a 0,20 m Inferior dedo 30.79 cm²

1 Ø 22 mm a 0,20 m Inferior dedo 19.01 cm²

$r_{tem} = 0.0018$ b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)

$A_{st} = 25.20 \text{ cm}^2/\text{m}$

Sentido Longitudinal:

1 Ø 28 mm a 0,20 m Inferior-superior 30.79 cm²/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a "d" de la cara.

$A_c = 13.60 \text{ m}^2$ Área del dedo y relleno a corte

$P_{dc} = 52.22 \text{ t}$ Peso dedo para corte

$P_{rdc} = 0.00 \text{ t}$ Peso relleno sobre dedo para corte

$$P_{dc} + P_{rdc} = 52.22 \text{ t}$$

$$V_{bb} = P_p n - (P_d + P_{rd})$$

$$V_{bb} = 634.44 \text{ t}$$

$$V_{ubb} = 888.22 \text{ t}$$

$$u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad \phi = 0.85$$

$$v_u = 8.71 \text{ kg/cm}^2$$

Chequeamos el corte en la sección a-a (cara)

$$A = 25.50 \text{ m}^2$$

$$P_d = 97.92 \text{ t} \quad \text{Peso dedo}$$

$$P_{rd} = 0.00 \text{ t} \quad \text{Peso relleno dedo}$$

$$P_d + P_{rd} = 97.92 \text{ t}$$

$$V_{aa} = P_p n - (P_d + P_{rd})$$

$$V_{aa} = 588.74 \text{ t} \quad \text{Corte en la sección aa}$$

$$V_{uaa} = 824.24 \text{ t} \quad \text{Corte último en sección aa}$$

$$u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad \phi = 0.85$$

$$v_u = 8.15 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo cortante en la sección aa}$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u \quad \text{OK}$$

3.9.2.7.2. *Cimentación (talón)*

Analizamos para el Grupo VII

DATOS

Lt	=	3.000 m	Longitud del talón
hr	=	7.550 m	Altura relleno sobre talón
b	=	8.500 m	Sección talón
e	=	0.650 m	Distancia de borde a eje de pilotes
xt	=	1.500 m	Centro de gravedad del talón
Pp	=	54.312 t	Carga en pilotes del talón
n	=	3 pil.	Pilotes en talón (parte frontal)
xp	=	2.350 m	Distancia entre cara del talón pilotes
A	=	25.500 m ²	Área total para flexión
Ac	=	13.600 m ²	Area a corte

Flexión:

Pt	=	97.920	t	Peso del talón
Prt	=	346.545	t	Peso relleno talón
Pt+Prt	=	444.465	t	
Mcc	=	$Pp \cdot n \cdot xp - (Pt+Prt) \cdot xt$	382.897	666.698
Mcc	=	-283.800	tm	hacia abajo
fu	=	1.400		
Mu cc	=	397.320	tm	

Armadura

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 850.00 \text{ cm}$

$hz = 160.00 \text{ cm}$

$rs = 20.00 \text{ cm}$

$d = 140.00 \text{ cm}$

Mu	Asmin	Ascal	1.33Ascal	Asdefin.
tm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
397.32	310.52	75.50	100.42	100.42

Usar: 11.81 cm²/m

Usamos: 1 Ø 28 mm a 0,20 m 30.79 cm²/m

$p_{tem} = 0.0018$ b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)

$A_{st} = 25.20 \text{ cm}^2/\text{m}$

As sup: 1 Ø 28 mm a 0,20 m Superior 30.79 cm²/m

Corte:

Chequeamos el corte a una distancia "d" de la cara.

Corte:

Chequeamos el corte a una distancia "d" de la cara.

$P_{tc} = 52.224 \text{ t}$ Peso del talón para corte

$P_{rtc} = 184.824 \text{ t}$ Peso relleno sobre el talón para corte

$$P_{tc} + P_{rtc} = 237.048 \quad t$$

$$V_{bb} = P_p n - (P_t + P_{rt})$$

$$V_{bb} = -74.113 \quad t \quad \text{Hacia abajo}$$

$$V_{ubb} = 103.758 \quad t$$

$$\emptyset = 0.85$$

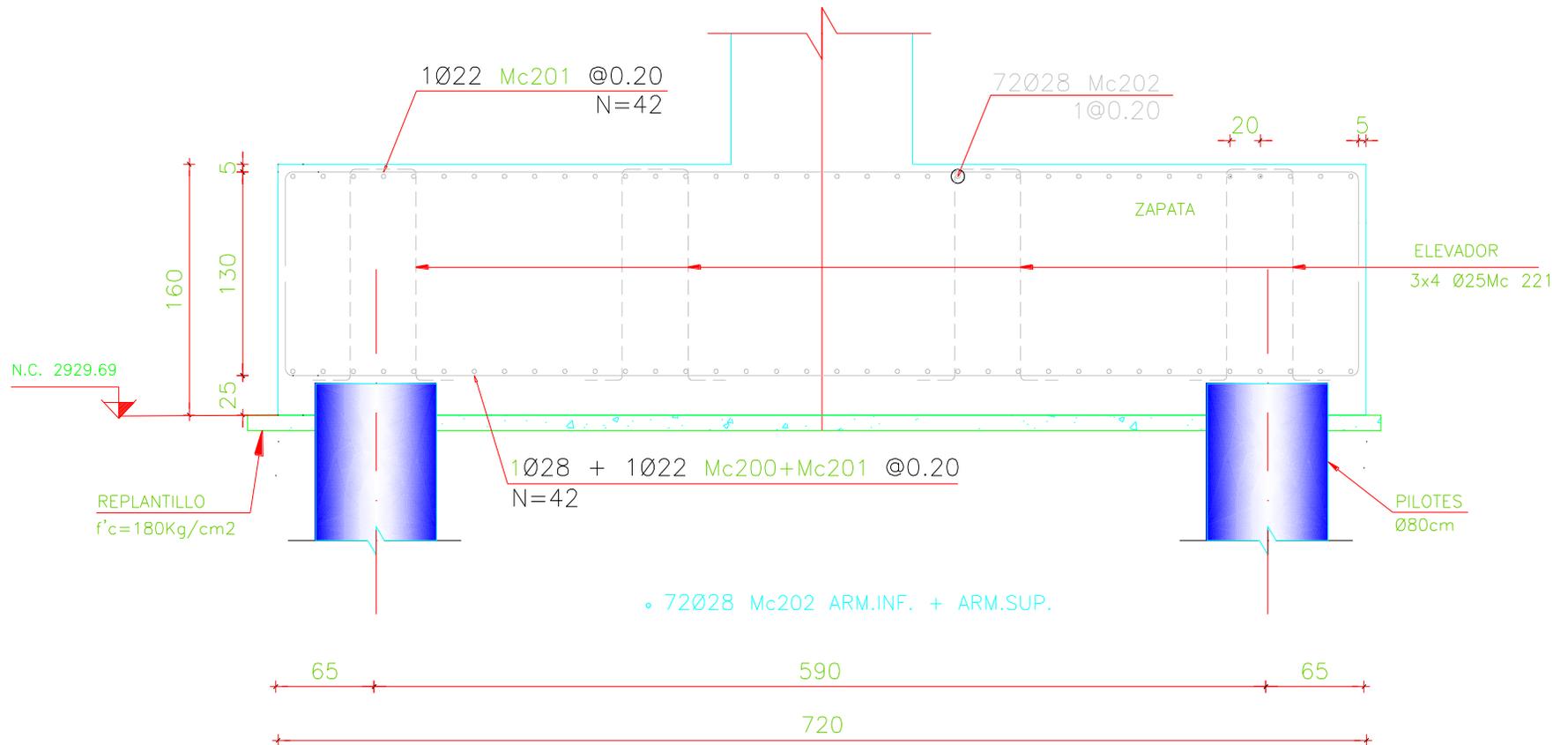
$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = 1.03 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 8.87 \quad \text{kg/cm}^2 \quad > v_u \quad \text{OK}$$

GRAFICO 3.9.35
ARMADO DE ZAPATA



3.9.2.7.3. *Diseño Cuerpo*

Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 8.50 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

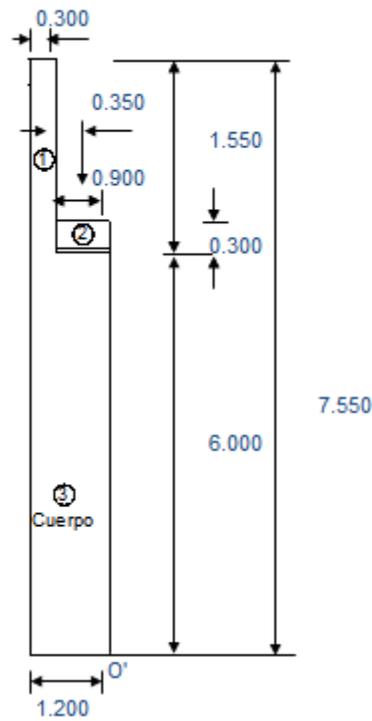
TABLA 3.9.31

PESO PROPIO, SUPERESTRUCTURA Y MOMENTO ESTABILIZANTE

FIG.	PESO	Xo	Me'	ELEMENTO
	t	m	tm	
1	1.116	1.050	1.172	Pantalla Frontal
2	0.137	0.450	0.062	Traba Antisísmica
3	17.280	0.600	10.368	Cuerpo
Σ	18.533		11.602	
Rcm	11.882	0.550	6.535	Reacción carga muerta /m
Σ	30.416		18.137	
Rcv	10.568	0.550	5.812	Reacción carga viva /m
Σ	40.983		23.949	

Fuente: Elaboración Propia.

GRAFICO 3.9.36
CUERPO



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- $\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo
- $\phi = 32.000^\circ$ Angulo de fricción interna
- $K_a = 0.278$ Coeficiente de presión activa
- $h' = 0.600 \text{ m}$ Altura de sobrecarga
- $h = 7.550 \text{ m}$ Altura promedio cuerpo del estribo
- $q_1 = 0.300 \text{ t/m}^2$ Presión por sobrecarga
- $q_2 = 4.080 \text{ t/m}^2$ Presión máxima para Grupo I
- $a = 1.000 \text{ m}$ Ancho de presión de tierras

Grupo I

$E = 16.538 \text{ t}$ Empuje de tierras

$y_e = 2.689 \text{ m}$ Ubicación de empuje

$M_{vo}' = 44.474 \text{ tm}$ Momento por presión de tierras

SISMO

TABLA 3.9.32

MOMENTO DE VOLCAMIENTO EN EL CUERPO

FIG.	PESO	y	$M_v = P_y$
1	1.116	6.775	7.561
2	0.137	6.150	0.844
3	17.280	3.000	51.840
Σ	18.533		60.245

Fuente: Elaboración Propia.

$A = 0.400$ Aceleración del sitio.

$K_h = 0.200$ Aceleración horizontal

$S = 1.500$ Coeficiente de sitio

$W = 18.533 \text{ t}$ Peso

$y = 3.251 \text{ m}$ Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)

$E_Q = 18.533 \times 0.200 = 3.707 \text{ t}$

$M_{eq-i} = 12.049 \text{ tm}$

Superestructura

$R_{cm} = 11.882 \text{ t}$ Reacción carga muerta por metro de estribo

$$\gamma_s = 6.000 \text{ m} \quad \text{Altura base sup. zapata - apoyo viga}$$

$$Eqs = 7.129 \text{ t}$$

$$Meq-s = 42.776 \text{ tm}$$

Suelo

Método de Mononobe - Okabe

$$\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3 \quad \text{Peso específico del suelo}$$

$$h = 7.550 \text{ m}$$

$$a = 1.000 \text{ m}$$

$$K_a = 0.278$$

$$K_{ad} = 0.422 \quad \text{Coeficiente sísmica de presión activa}$$

$$K_h = 0.200$$

$$K_v = 0.000$$

Presión de tierras sin sobrecarga:

$$q_2 = 3.780 \text{ t/m}^2 \quad \text{Presión máxima sin sobrecarga}$$

$$E_a = 14.270 \text{ t} \quad \text{Empuje de tierras normal sin sobrecarga}$$

$$E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 (1 - K_v) K_{ae} a$$

$$E_{ad} = 21.627 \text{ t}$$

$$\Delta E_{ad} = 7.357 \text{ t}$$

$$M_{ead} = 69.242 \text{ tm}$$

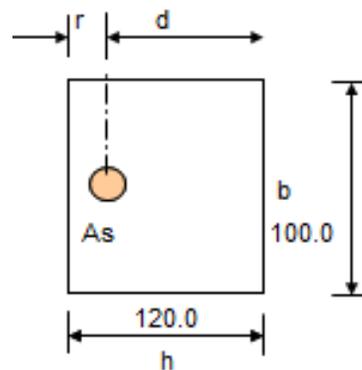
TABLA 3.9.33
RESUMEN DEL SISMO EN CADA ELEMENTO

Elemento	Empuje t	Mv tm
Estribo	3.707	12.049
Superestructura	7.129	42.776
Método de Mononobe - Okabe	21.627	69.242
Total	32.463	124.067

Fuente: Elaboración Propia.

DIMENSIONES

- b = 100.00 cm
- h = 120.00 cm
- r = 8.00 cm
- d = 112.00 cm
- xcg = h/2 = 0.600 m



Armadura:

- f'c = 280 kg/cm²
- Fy = 4,200 kg/cm²
- b = 100.00 cm
- h = 120.00 cm
- r = 7.00 cm
- d = 113.00 cm

GRAFICO 3.9.37

FUERZAS QUE ACTUA EN EL ESTRIBO

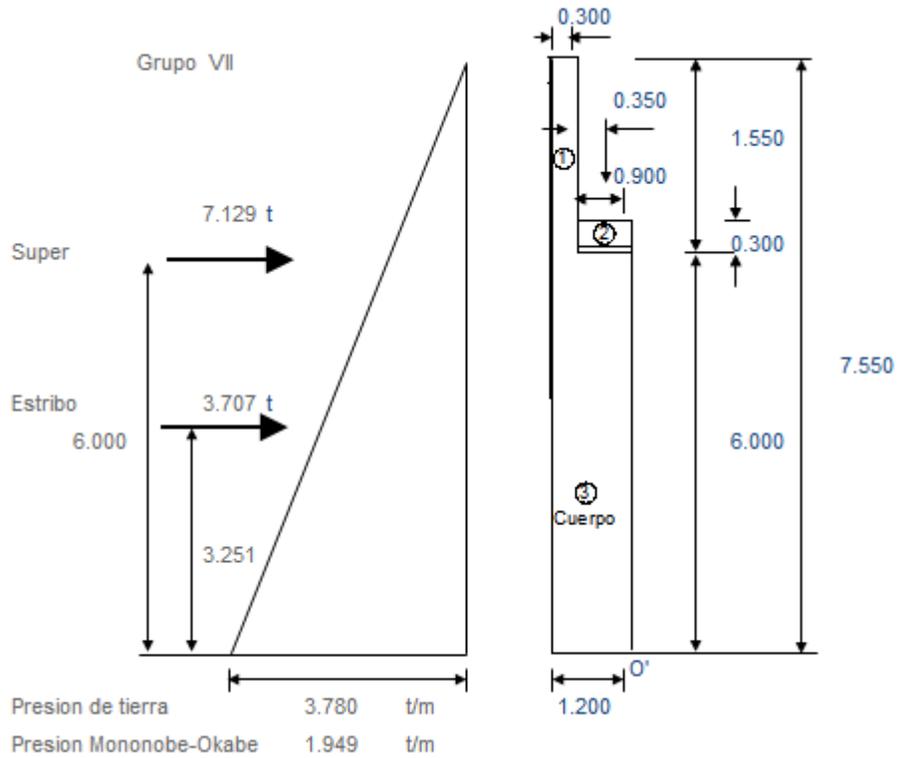


TABLA 3.9.34

RESUMEN DE MOMENTOS Y CORTANTES

Y (m)	V (t)	M (tm)	Mu (tm)	Asmin (cm2)	Ascal (cm2)
0.000	0.00	0.00	0.00	25.38	0.00
0.517	0.10	0.03	0.05		0.01
1.033	0.41	0.28	0.39		0.09
1.550	8.04	11.99	16.79		3.94
2.466	9.44	14.85	20.78		4.88
3.383	11.47	20.84	29.18		6.87
4.299	17.85	47.09	65.92		15.62
5.383	21.83	66.44	93.01		22.16
6.466	26.70	95.38	133.53		32.07
7.550	32.46	135.84	190.18		46.20

Fuente: Elaboración Propia.

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK}$$

3.9.2.8. Pantallas

3.9.2.8.1. Pantalla superior

$$\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3 \text{ Peso específico del suelo}$$

$$K_a = 0.278 \text{ Coeficiente presión activa}$$

$$h_s = 0.600 \text{ m Altura sobrecarga}$$

$$h_p = 1.550 \text{ m Altura pantalla promedio}$$

$$q_1 = 0.300 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = 1.076 \text{ t/m}^2$$

$$M = 0.672 \text{ tm}$$

$$a = 8.500 \text{ m Ancho de estribo}$$

$$f_u = 1.7 \text{ Adoptado}$$

Fuerza de frenado

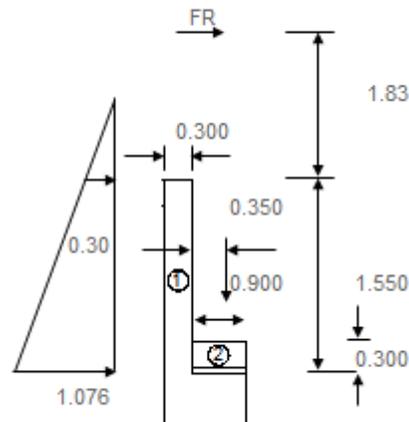
$$FR = 0.05 * R_{cv}/a$$

$$FR = 0.528 \text{ t}$$

$$Y_{fr} = 3.380 \text{ Desde el nivel donde asciende la viga (1.83 + 2.194)}$$

$$M_{fr} = 2.605$$

GRAFICO 3.9.38
FUERZAS QUE ACTUAN EN LA PANTALLA



Armadura:

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 100.00 \text{ cm}$

$h = 30.00 \text{ cm}$

$r = 7.00 \text{ cm}$

$d = 23.00 \text{ cm}$

$M_u = 5.57 \text{ tm}$

Mu	Asmin	Ascal	1,33Ascal	Asdefin.
Tm.	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
5.57	7.88	6.57	8.74	7.88

Usamos:

Cont. suelo	1 Ø 16 mm a 0,20 m	10.05 cm ² /cm
Cara Exter.	1 Ø 16 mm a 0,20 m	10.05 cm ² /cm

$\rho_{tem} = 0.002$ a).- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con F_y no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

$A_{st} = 4.60 \text{ cm}^2/\text{m}$

Horizontal	1 \emptyset 14 mm a 0,25 m
------------	------------------------------

Corte:

$V = 1.686 \text{ t}$

$V_u = 2.865 \text{ t}$

$v_u = 1.47 \text{ kg/cm}^2$

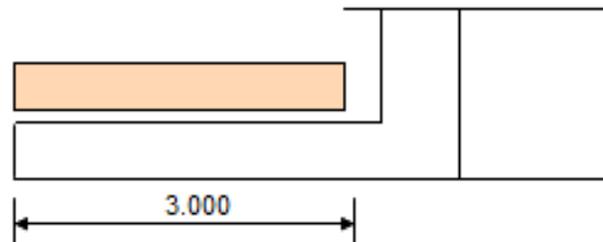
$v_c = 0.53\sqrt{f'c}$

$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK}$

3.9.2.8.2. Pantalla lateral

GRAFICO 3.9.39

MUROS LATERALES



Diseñamos la pantalla para un metro de ancho, parte inferior

$h_p = 7.550 \text{ m}$ Altura promedio pantalla

$l_v = 3.000 \text{ m}$ Longitud voladizo

$q = 4.080 \text{ t/m}^2$ Presión en m. inferior.

$M = 18.362 \text{ tm}$ Momento en m. inferior de pantalla

$f_u = 1.40$

Armadura

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$Fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 100.00 \text{ cm}$

$h = 35.00 \text{ cm}$

$r = 7.00 \text{ cm}$

$d = 28.00 \text{ cm}$

$Mu = 25.71 \text{ tm}$

Mu	Asmin	Ascal	1,33Ascal	Asdefin.
tm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
25.71	8.78	26.51	35.26	26.51

Usamos:

Cara Interior	1 Ø 25 mm a 0,17 m	29.45 cm ² /m
---------------	--------------------	--------------------------

$\rho_{tem} = 0.002$ a).- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con Fy no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

$Ast = 16.80 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Cara Exterior:	1 Ø 20 mm a 0,17 m
Arm. Vertical	1 Ø 22 mm a 0,20 m

3.9.2.9. Traba antisísmica

DATOS

MATERIALES

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

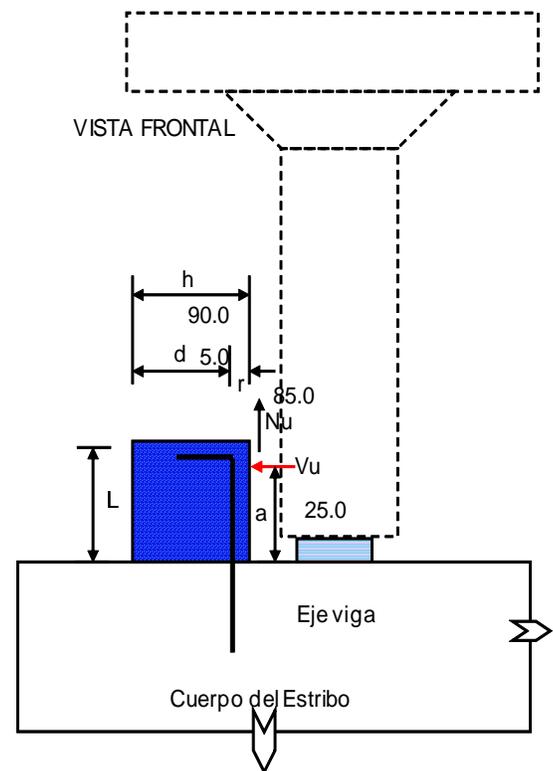
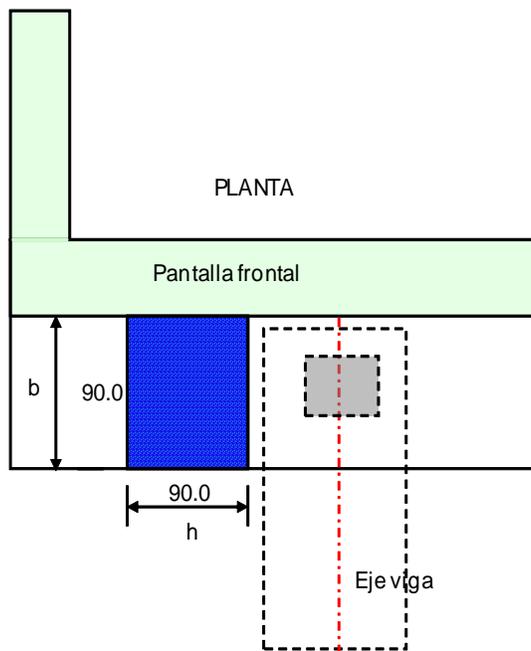
$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

GEOMETRIA

L	=	30.00 cm	Altura de la traba
a	=	25.00 cm	Ubicación carga
b	=	90.00 cm	Ancho de traba
h	=	90.00 cm	Longitud de traba
r	=	5.00 cm	Recubrimiento
d	=	85.00 cm	Altura efectiva
Acv	=	7,650.00 cm ²	Área de concreto
a/d	=	0.29 OK	a/d < 1

GRAFICO 3.9.40

TRABA ANTISIMICA



CARGAS

Rcm	=	101.00 t	Reacción carga muerta por estribo
A	=	0.400	Aceleración de sitio.
Eq	=	40.40 t	Fuerza sísmica lateral (A Rcm)
fu	=	1.40	Factor de mayoración
Vu	=	56.56 t	Carga última sísmica
Nu	=	0.00 t	Fuerza última vertical (hacia arriba)
Numín	=	11.31 t	Fuerza vertical mínima (hacia arriba)

DISEÑO La traba (ménsula) la diseñamos a corte fricción

CORTE FRICCIÓN

Art 11.7.1 (A.C.I.) Se aplican cuando es adecuado considerar la transmisión del cortante a través de un plano dado, una superficie de contacto entre materiales distintos, o una superficie de contacto entre dos concretos colocados en distintos momentos.

$$A_{vf} = V_n / F_y m l$$

$$V_n = V_u / \phi$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{Acero por corte-fricción}$$

$$\lambda = 1.000 \quad \text{Carga ext. factorizada}$$

$$\mu = 1.0 \quad \lambda = 1.00$$

$$V_n \text{ max1} = 0,2 f'c A_{cv}$$

$$V_n \text{ max2} = 56 A_{cv}$$

$$V_n = 66,541.2 \text{ kg} = 66.54 \quad \text{Cortante resistente}$$

$$V_n \text{ max1} = 428,400.0 \text{ kg} = 428.40 \quad \text{Cortante resistente}$$

$$V_n \text{ max} = 428,400.0 \text{ kg} = 428.40 \text{ t}$$

$$V_n < V_n \text{ máx} \quad V_n \text{ máx} = 428.40 \text{ t} \quad \text{Usar el menor}$$

$$A_{vf} = 15.84 \text{ cm}^2 \quad \text{OK: Sección suficiente}$$

FUERZA HORIZONTAL

$$N_u = 11,312.00 \text{ kg} \quad \text{Fuerza horizontal de tracción}$$

$$\phi = 0.85$$

$$A_n = N_u / \phi F_y$$

$$A_n = 3.17 \text{ cm}^2$$

FLEXION

$$M_u = V_u a = 14.14 \text{ tm}$$

$$M_n = N_u(h - d) = 0.57 \text{ tm}$$

$$A_f = [M_u + N_u(h - d)] / \phi F_y j d$$

$$j d = 0.85 d = 72.25 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

$$A_f = 5.70 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero de refuerzo que resiste un momento.}$$

ARMADURA PRINCIPAL

Art. 11.9.3.5 (ACI) El área del refuerzo principal de tracción A_s , no debe ser menor que la mayor entre $A_f + A_n$ y $2/3 * A_{vf} + A_n$

$$A) A_s = 2/3 A_{vf} + A_n = 13.73 \text{ cm}^2$$

$$B) A_s = A_f + A_n = 8.87 \text{ cm}^2$$

Usar:

$$A_s = 13.73 \text{ cm}^2$$

ARMADURA LATERAL

$$A) A_h = 1/3 A_{vf} \quad 4.58 \text{ cm}^2$$

$$B) A_h = 1/2 A_f \quad 2.85 \text{ cm}^2$$

Usar:

$A_h = 4.58 \text{ cm}^2$ Colocar como estribos en los 2/3 d, medido la cara en contacto con la viga

ARMADURAS MINIMAS

$$A_{s\text{mín}} = 0.04 f'c b d / F_y$$

$$A_{s\text{mín}} = 20.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{h\text{mín}} = 0.5(A_s - A_n)$$

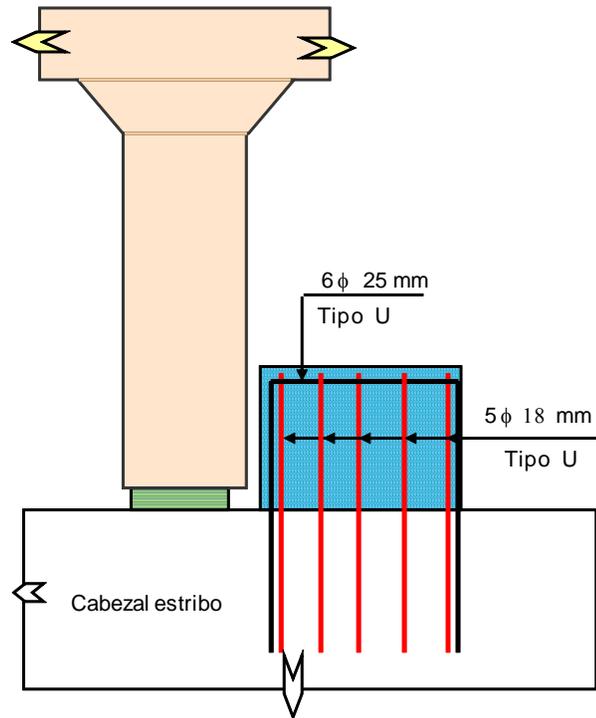
$$A_{h\text{mín}} = 5.28 \text{ cm}^2$$

ARMADO

Armadura principal 6 Ø 25 mm 29.45 cm²/m

Armadura lateral 5 Ø 18 mm 12.72 cm²/m

GRAFICO 3.9.41
TRABA ANTISIMICA



3.9.2.10. Diseño del pilote

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

H_t	=	416.721 t	Fuerza horizontal total
F_f	=	127.440 t	Fuerza de fricción (asumida 0,15W)
F_p	=	289.281 t	Fuerza lateral en pilotes
N_p	=	8	Número de pilotes.
H_{py}	=	36.160 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
H_{px}	=	0.000 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
H_p	=	36.160 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
h_e	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada

$$M_p = 90.400 \quad \text{tm} \quad \text{Momento en la cabeza del pilote}$$

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

$$P_f = 0.000 \quad \text{t} \quad \text{Carga por fricción negativa total.}$$

$$P_p = 150.146 \quad \text{t} \quad \text{Carga total en pilote incluyendo fricción negativa}$$

$$e = 0.602$$

$$\varnothing p = 0.800 \quad \text{m}$$

$$r = 7.00 \quad \text{cm}$$

$$A_g = 5,026.55 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 50.27 \quad \text{cm}^2 \quad 1\% \text{ de } A_g.$$

$$\text{Usamos: } 16 \quad \varnothing \quad 25 \quad \text{mm}$$

$$A_s = 78.5 \quad \text{cm}^2$$

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada, el detalle del diseño del pilote se encuentra en el Anexo 3.9.4.

Armadura longitudinal principal

Datos iniciales

$$f'_c = 280 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$F_y = 4,200 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$c_{bal} = 43.291 \quad \text{cm}$$

$$e_{bal} = 0.305 \quad \text{m}$$

$$\varnothing = 0.75$$

$$P_{u\text{ bal}} = 557.070 \quad \text{t}$$

$$P_{u\text{ o}} = 1,011.493 \quad \text{t}$$

Resultados:

$$c = 29.000 \quad \text{cm}$$

$$P_u = 170.790 \text{ t}$$

$$M_u = 103.252 \text{ tm}$$

$$e = 0.605 \text{ m}$$

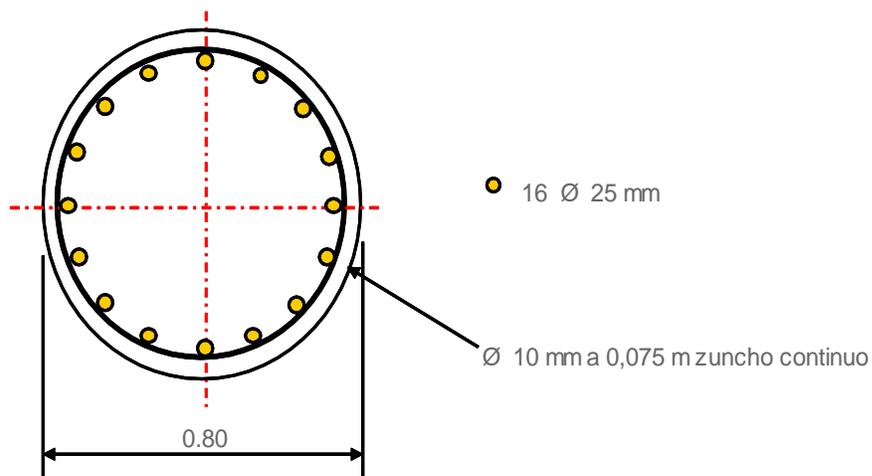
La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad:

$$F_s = 1.137$$

Usaremos un zuncho continuo $\varnothing 10 \text{ mm}$ a $0,075 \text{ m}$

GRAFICO 3.9.42

ARMADO DEL PILOTE



3.9.2.10.1. Chequeo del punzonamiento en la zapata

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

$$d = 1.400 \text{ m} \quad \text{Peralte efectivo.}$$

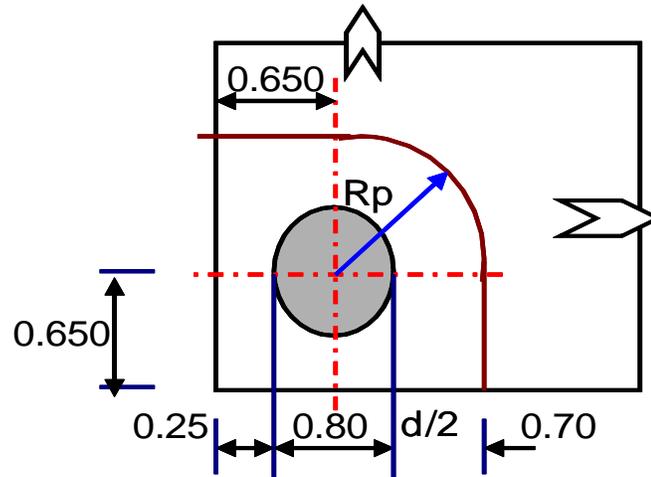
$$P_p = 137.333 \text{ t} \quad \text{Carga del pilote.}$$

$$f_u = 1.137 \quad \text{Factor mayoración}$$

$$P_{pu} = 156.216 \text{ t} \quad \text{Carga última del pilote}$$

GRAFICO 3.9.43

PUNZONAMIENTO EN PILOTE



- $R_p = 1.100 \text{ m}$ Radio de punzonamiento
 $l_p = 3.028 \text{ m}$ Longitud para punzonamiento.
 $A_p = 42,390.26 \text{ cm}^2$ Área resistente al punzonamiento

 $v_u = 3.69 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
 $v_c = \sqrt{f'_c}$
 $v_c = 16.73 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo admisible del concreto.
 $v_c > v_u$ OK

3.9.3. MUROS DE ACCESOS

3.9.3.1. Geometría

DATOS:

Lm	=	15.00 m	Largo del muro
Nsm1	=	2,938.57 m	Nivel superior muro 1
Nsm2	=	2,937.37 m.	Nivel superior muro 2
Nst1	=	2,938.32 m.	Nivel superior tierra 1
Nst2	=	2,937.12 m.	Nivel superior tierra 2
Nc	=	2,929.69 m	Cota cimentación de Zapata
Pls	=	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli	=	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nn	=	2,931.20	Nivel natural del terreno
f'c	=	280.00 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy	=	4,200.00 kg/cm ²	Limite de fluencia del acero de refuerzo

GRAFICO 3.9.44
ELEVACIÓN FRONTAL

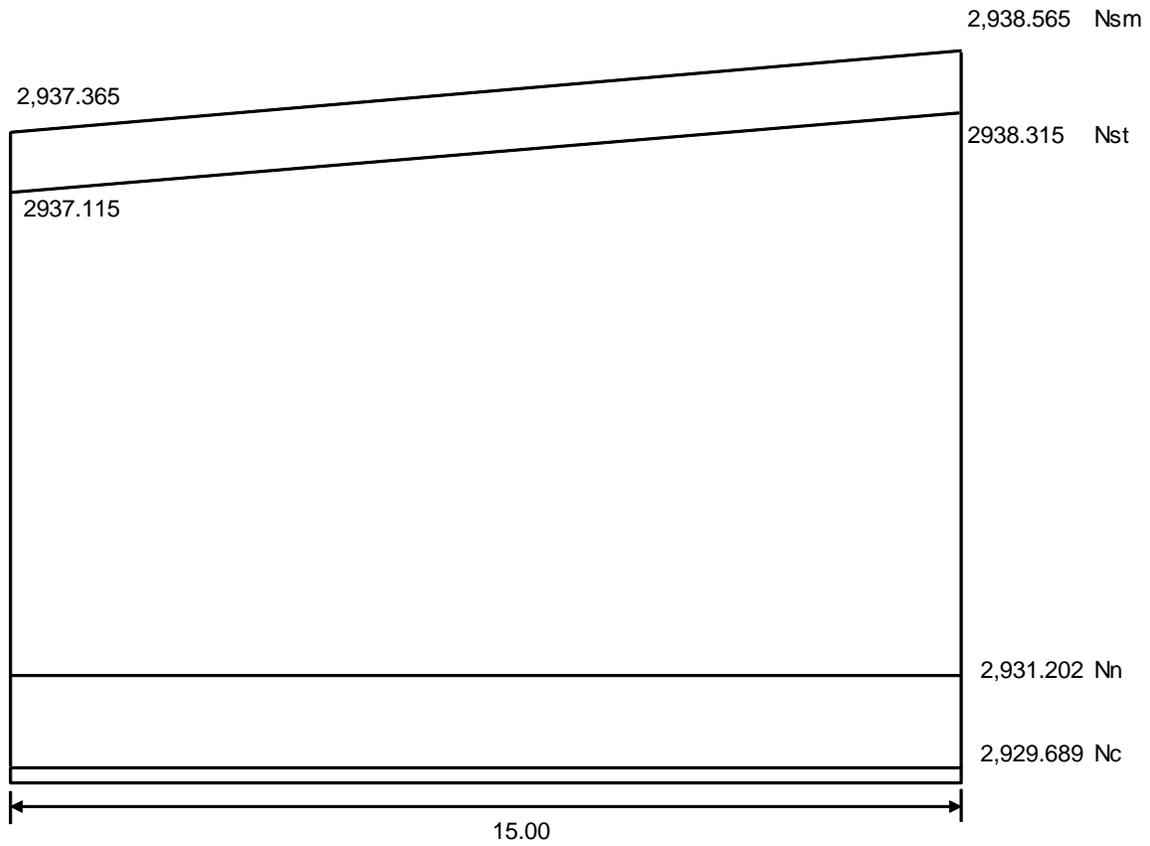


GRAFICO 3.9.45
ELEVACIÓN LATERAL

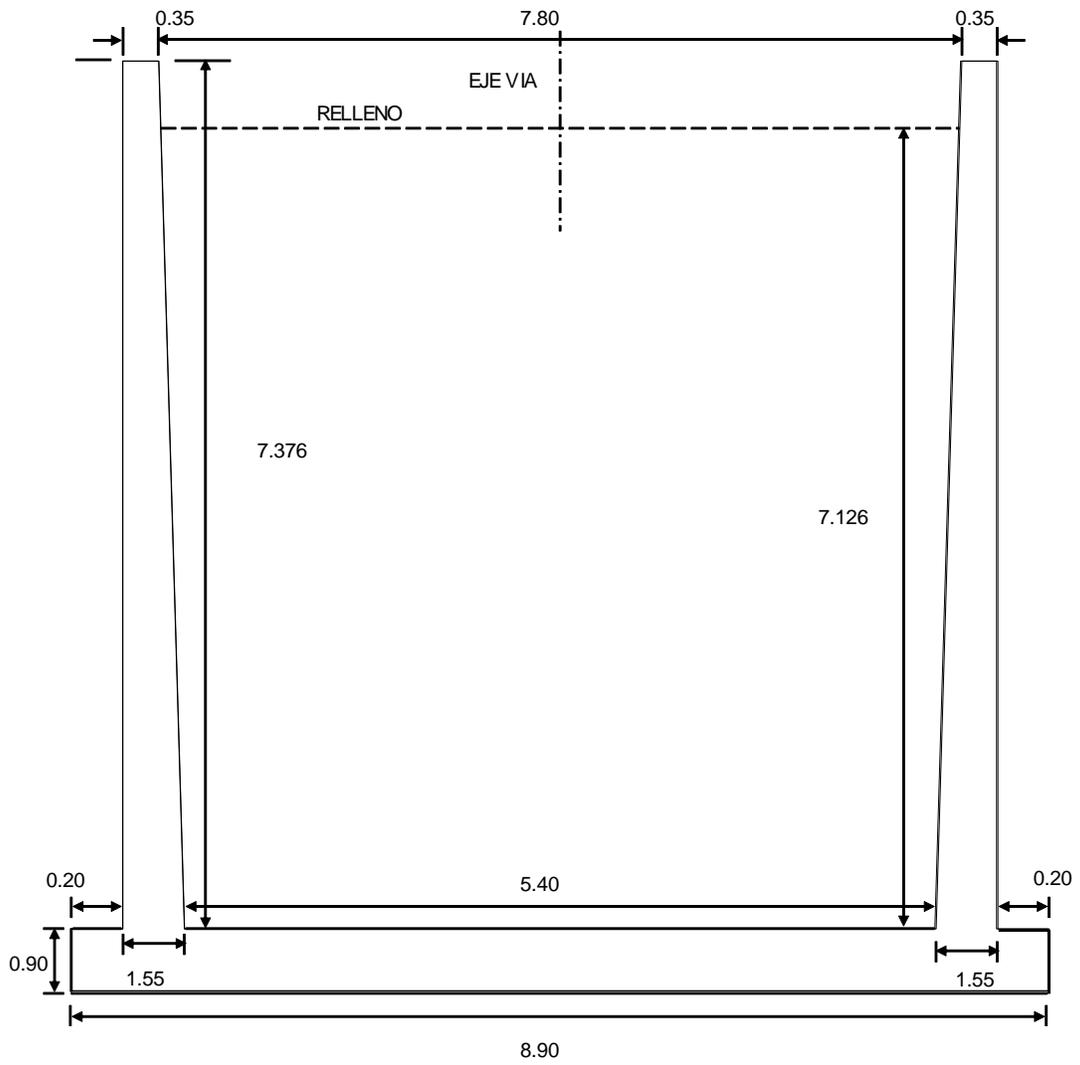


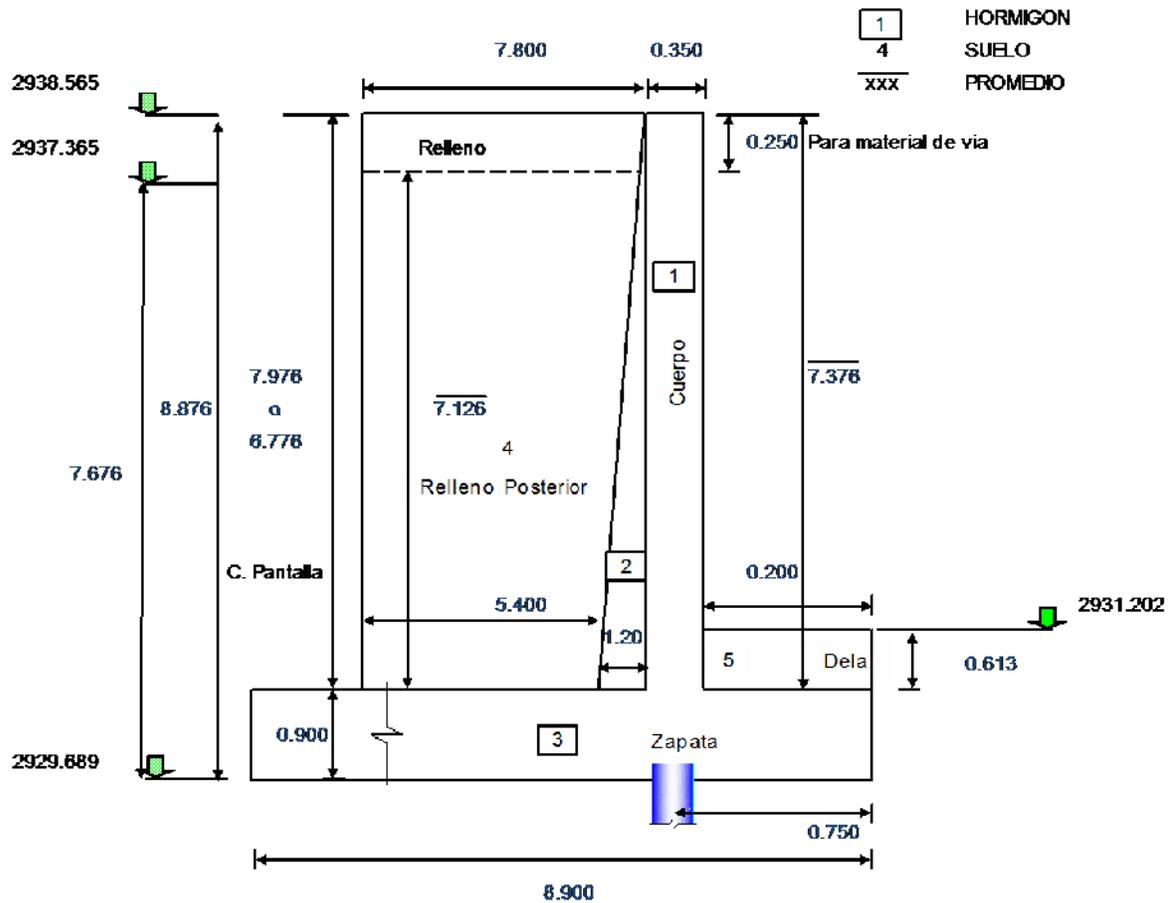
TABLA 3.9.36
DIMENSIONES DEL MURO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	7.376	0.350	15.000	2.400	1
2	Pantalla Derecha	7.376	1.200	15.000	2.400	0.50
3	Zapata	0.900	8.900	15.000	2.400	1
4	Relleno Posterior	7.126	6.600	15.000	1.800	1
5	Relleno Delantero	0.613	0.200	15.000	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	7.376	0.350	15.000	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	7.376	1.200	15.000	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	0.613	0.200	15.000	1.800	1

Fuente: Elaboración Propia.

GRAFICO 3.9.46

GEOMETRIA DEL MURO



3.9.3.2. Cargas

3.9.3.2.1. Carga Muerta

TABLA 3.9.37

CARGA MUERTA Y MOMENTO ESTABILIZANTE

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	92.938		-0.375		-34.852	
2	159.322		0.200		31.864	
3	288.360		3.700		1066.932	
4	1269.853		4.300		5460.369	
5	3.310		-0.650		-2.152	
6	92.938		7.775		722.590	
7	159.322		7.200		1147.116	
8	3.310		8.050		26.647	
Σ	2069.352	0.000			8418.514	0.000

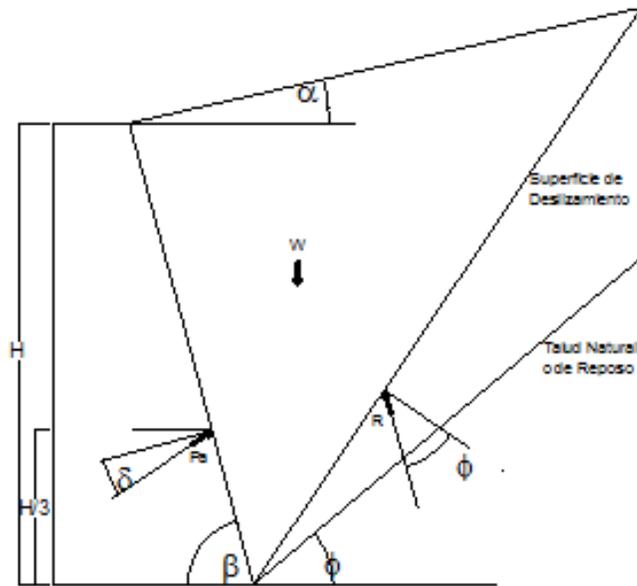
Fuente: Elaboración Propia.

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote= 0.750

3.9.3.2.2. Presión de tierras

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata

GRAFICO 3.9.47
LINEAS DE INFLUENCIA SOBRE EL MURO



- Ka = 0.278 Coeficiente de empuje activo
- h' = 0.600 m Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
- h = 8.026 m Altura promedio para presión de tierras
- q1 = 0.300 t/m2 Presión por sobrecarga $\gamma\sigma \times Ka \times h'$
- q2 = 4.319 t/m2 Presión máxima para Grupo I $\gamma\sigma \times Ka \times (h' + h)$
- Lm = 15.000 m Ancho de presión de tierras.- largo del muro
- E = $\frac{q1+q2}{2} \times h \times a$
- Ea1 = 278.052 t Empuje de tierras con sobrecarga
- ye = 2.849 m Ubicación de empuje desde eje xx
- MEo = 792.259 tm Momento por presión de tierra

- Ep2 = 16.510 t Empuje de tierras pasiva
- ye = 0.204 m Ubicación de empuje desde eje xx
- MEo = 3.374 tm Momento por presión de tierra.

3.9.3.2.3. Sismo

ACELERACION A: (Z) 0.40

COEFICIENTE DE SITIO S: 1.5

Eq = W x A W = Carga muerta (Peso)

A = 0.400

Kh = 0.200

TABLA 3.9.38

SISMO EN MURO

Infraestructura: solo Muro

Desde N. Inferior de zapata

FIG.	PESO	y	M = Py	ELEMENTO
1	92.938	4.588	426.398	Pantalla Derecha
2	159.322	3.359	535.108	Pantalla Derecha
3	288.360	0.450	129.762	Zapata
6	92.938	4.588	426.398	Pantalla Izquierda
7	159.322	3.359	535.108	Pantalla Izquierda
6				
Σ	792.878		2052.774	

Fuente: Elaboración Propia.

Eq = 0.200 792.88 = 158.576 t

hi = 2.589 m Altura promedio del muro

Meq-i = 410.555 tm

SUELO

METODO DE MONONOBE-OKABE

Presión de tierras sin sobrecarga:

$q_2 = 4.018 \text{ t/m}^2$ Presión máxima sin sobrecarga

$E_a = 241.887 \text{ t}$ Empuje de tierras normal sin sobrecarga

$E_{ad} = 1/2 \gamma h^2 (1 - K_v) K_{ad} a$

K_{ad} = Coeficiente sísmica de presión activa

$$K_{ad} = \frac{\text{Sen}^2(\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos}\theta * \text{Sen}^2\beta * \text{Sen}(\beta - \theta' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\Phi + \delta) * \text{Sen}(\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta - \theta') * \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

E_{ad} Fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

$$\theta' = \text{Arctg}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$$

$K_h = 0.200$ Coeficiente de aceleración horizontal

$K_v = 0.000$ Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)

$K_h/(1 - K_v) = 0.200$

$\theta' = \text{Arc tag}(0.200)$

$\theta' = 11.310^\circ$

$\alpha = 0.000^\circ$ Angulo de inclinación del talud de relleno

$\phi = 32.000^\circ$ Angulo de fricción interna del suelo

- $\beta = 90.000^\circ$ Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- $\delta = 16.000^\circ$ Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
- Ead = 366.603 t Empuje de tierras
- $\Delta Ead = 124.717$ t Incremento dinámico de empuje
- $MEad = E_a \cdot \frac{h}{3} + \Delta E_{ae} \cdot (h \cdot 0.6)$
- MEad = 1,247.714 tm

GRAFICO 3.9.48
FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL MURO

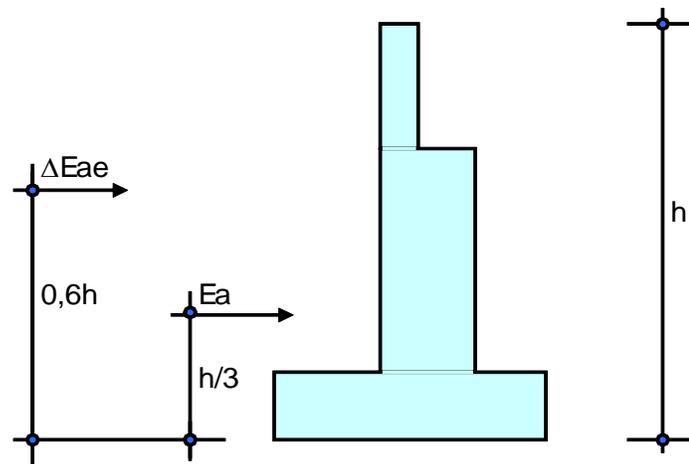


TABLA 3.9.39
SISMO EN MURO

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	158.576	410.555
METODO DE MONONOBE-OKABE	124.717	1247.714
Total	283.293	1658.269

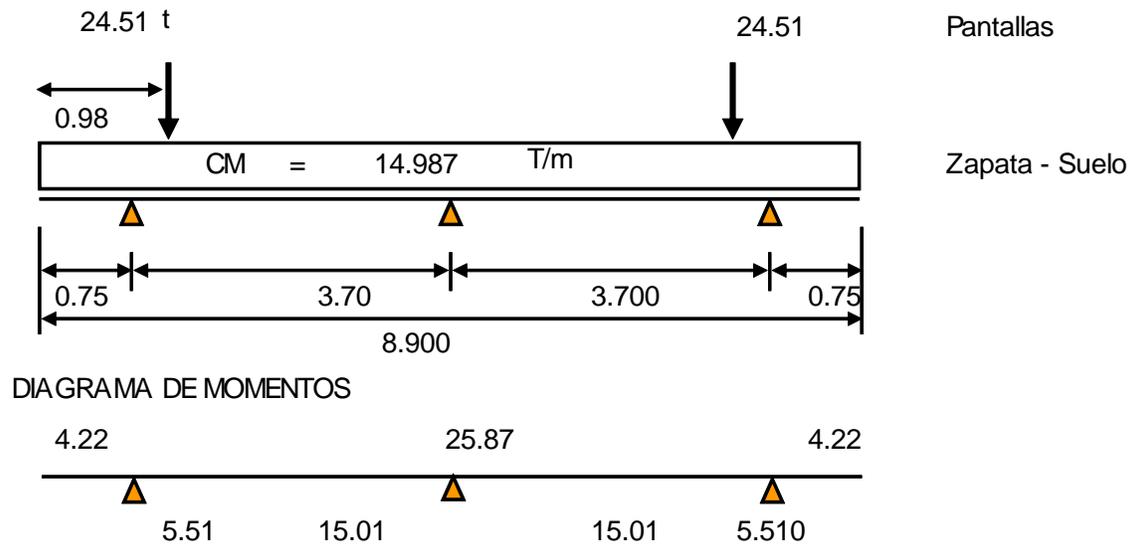
Fuente: Elaboración Propia.

CALCULO A FLEXION

MOMENTOS DEL GRUPO I (CM+CV+E)

GRAFICO 3.9.49

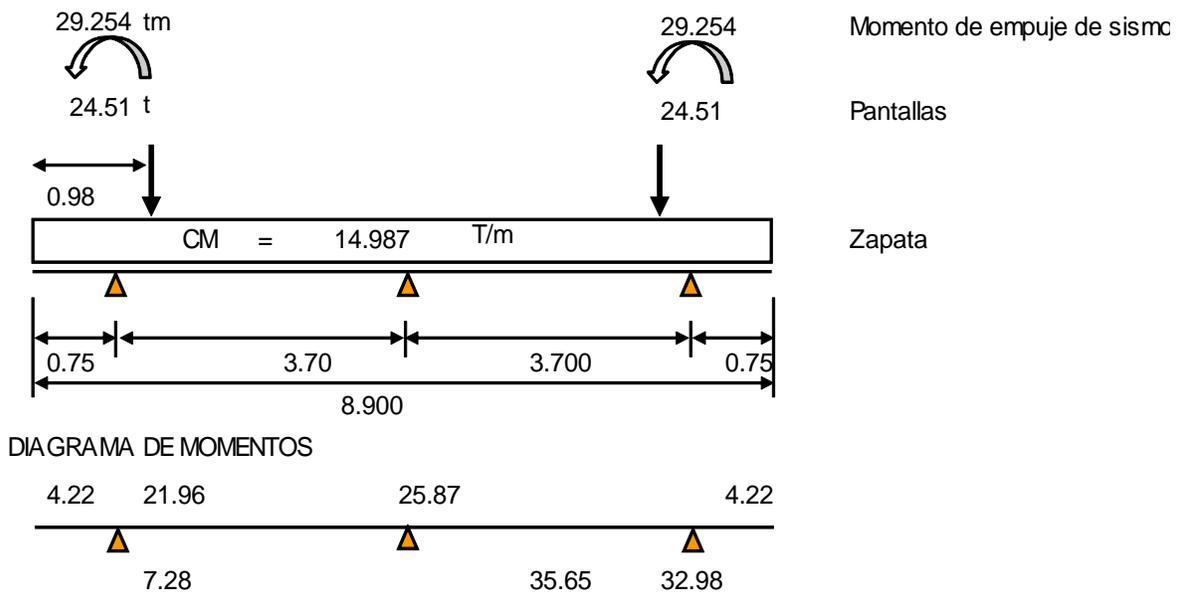
FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA CIMENTACION



MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)

GRAFICO 3.9.50

FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA CIMENTACION



3.9.3.3. Resultado de las Solicitaciones

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	15.000 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	133.500 m ²	Área
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
Ix	=	881.211 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	2,069.352 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
$\sum Me$	=	7,656.602 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

P	=	2,069.352 t	
E	=	158.576 t	Empuje tierras y sismo
$\sum Me$	=	7,656.602 tm	Momento Estabilizante sin CV

$M_o = 410.555 \text{ tm}$ Momento de Empuje tierras y sismo
 $y = 3.502 \text{ m}$
 $e = 0.198 \text{ m}$ Excentricidad con respecto al c. g. zapata
 $M = 410.555 \text{ tm}$

3.9.3.4. Esfuerzos admisibles

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

3.9.3.5. Pilotes

TABLA 3.9.40

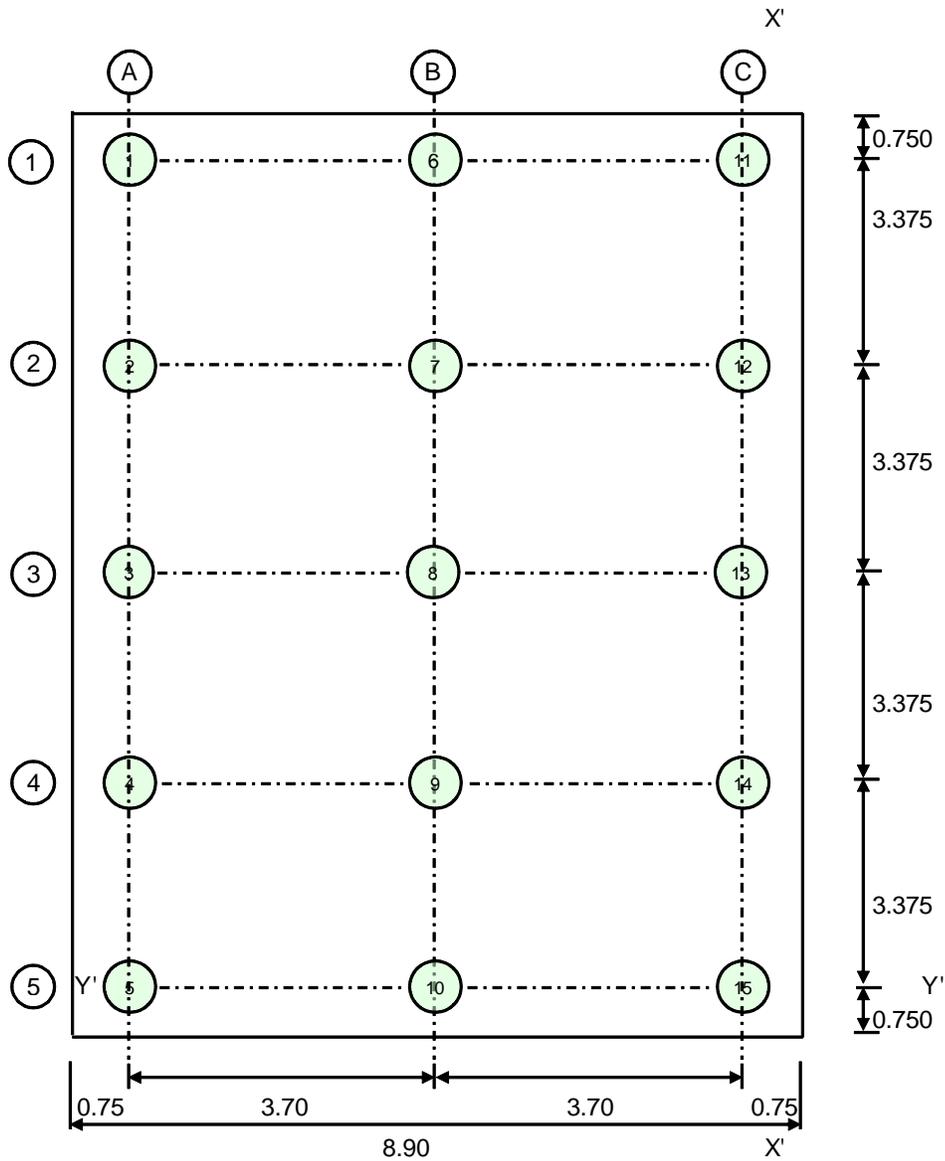
PILOTES

DATOS DE PILOTES	Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p (mm)	800.00	800.00
CAPACIDAD DE CARGA C_p (t)	181	181
CARGA POR FRICCION NEGATIVA P_f (t)	0.00	0.00
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE PILOTES	2920	2920
COTA DE ZAPATA (msnm)	2929.69	2929.69
LONGITUD APROXIMADA PILOTES (m)	9.70	9.70
NUMERO TOTAL DE PILOTES	15	15

Fuente: Elaboración Propia

3.9.3.5.1. *Propiedades geométricas del grupo de pilotes*

GRAFICO 3.9.51
DISTRIBUCION DE PILOTES



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje

TABLA 3.9.41
INERCIA EN EL GRUPO DE PILOTES EN EL EJE X-X

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	Igp No x (dp) ²
A	5	1,2,3,4,5	7.400	37.000	-3.700	68.450
B	5	6,7,8,9,10	3.700	18.500	0.000	0.000
C	5	11,12,13,14,15	0.000	0.000	3.700	68.450
Σ	15			55.500		136.900

Fuente: Elaboración Propia.

$$Y_p = \frac{55.5}{15.0} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 136.90 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

TABLA 3.9.42
INERCIA EN EL GRUPO DE PILOTES EN EL EJE Y-Y

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	Igp No x (dp) ²
1	3	1,6,11	13.500	40.500	6.750	136.688
2	3	2,7,12	10.125	30.375	3.375	34.172
3	3	3,8,13	6.750	20.250	0.000	0.000
4	3	4,9,14	3.375	10.125	-3.375	34.172
5	3	5,10,15	0.000	0.000	-6.750	136.688
Σ	15			101.250		341.719

Fuente: Elaboración Propia.

$$Y_p = \frac{101.250}{15.00} = 6.750 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 341.719 \text{ pil.m}^2$$

3.9.3.5.2. Cargas en los pilotes

TABLA 3.9.43
COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I		GRUPO VII	
Yo (m)	3.700	Yo (m)	3.502
e (m)	Yp - Yx	e (m)	Yp - Yx
e (m)	0.000	e (m)	0.198
Pi (t)	2069.352	Pi (t)	2069.352
Mx (tm)	0.000	Mx (tm)	410.555
Mx/Igpx	0.000	Mx/Igpx	2.999

Fuente: Elaboración Propia.

$$P_p = \text{Carga en cada pilote}$$

$$P_p = P / N \pm M_{dp} / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 158.576 \text{ t} \quad \text{Carga sísmica total: superestructura + estribo}$$

$$M_{eq} = 410.555 \text{ tm} \quad \text{Momento sísmico total: superestructura + estribo}$$

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

$$E_q = 47.573 \text{ t}$$

$$M_{eqy} = 123.166 \text{ tm}$$

$$M_y / I_{gpy} = 0.360$$

TABLA 3.9.44
CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION Y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	5	1,2,3,4,5	-3.700	137.957	126.861
B	5	6,7,8,9,10	0.000	137.957	137.957
C	5	11,12,13,14,15	3.700	137.957	149.053

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 3.9.45
CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION X

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	3	1,6,11	6.750	2.433
2	3	2,7,12	3.375	1.216
3	3	3,8,13	0.000	0.000
4	3	4,9,14	-3.375	-1.216
5	3	5,10,15	-6.750	-2.433

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 3.9.46
CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	129.294	9	136.740
2	128.077	10	135.524
3	126.861	11	151.486
4	125.644	12	150.269
5	124.428	13	149.053
6	140.390	14	147.836
7	139.173	15	146.620
8	137.957		

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 3.9.47

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ELEMENTO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	GrupoVII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
MURO				
IZQ. (A)	137.96	129.29	58.69	78.06
CEN. (B)	137.96	137.96	58.69	78.06
DER. (C)	137.96	151.49	58.69	78.06

Fuente: Elaboración Propia.

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO.

3.9.3.6. Diseño

3.9.3.6.1. Cimentación (dedo)

Analizamos la parte frontal de la zapata. Diseñamos para el Grupo VII

DATOS

- Lc = 15.000 m Longitud del cimentación
- hz = 0.900 m Altura de zapata
- ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 0.700 m Altura efectiva en flexión
- e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes
- n = 15 pil. Numero de Pilotes
- b = 8.90 Ancho de la cimentación
- A = 133.500 m² Área total para flexión $A = b \times Lc$
- fu = 1.400

Armadura:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 890.00 \text{ cm}$$

$$hz = 90.00 \text{ cm}$$

$$ri = 20.00 \text{ cm}$$

$$d = 70.00 \text{ cm}$$

ρ mín .- En función del momento de agrietamiento

M	Mu	Asmin	Ascal	1.33Ascal	Asdefin.
tm	tm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m
25.87	36.22	207.67	13.71	18.24	18.24
35.65	49.91	207.67	18.91	25.15	25.15

Usamos:

Superior	1 Ø 20 mm a 0,17 m	18.85 cm ²
Inferior	1 Ø 25 mm a 0,17 m	29.45 cm ²

$\rho_{tem} = 0.0018$ b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)

$$Ast = 12.60 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 2/3 \quad 4.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inf. – Sup. 4.52 cm²/m

CORTE: Chequeamos el corte en la sección a - a

$$Vaa = 52.800$$

$$Vu_{aa} = 73.92 \text{ t}$$

$$w_u = \frac{Vu}{\phi * b * d} \quad \phi = 0.85$$

$$v_u = 8.70 \text{ kg/cm}^2 < v_c \quad \text{Ok}$$

Chequeamos el corte en la sección b - b (A una distancia d)

$$V_{bb} = 19.300 \text{ t} \quad \text{Corte en la sección aa}$$

$$V_{ubb} = 27.02 \text{ t} \quad \text{Corte último en sección aa}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = 4.54 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo cortante en la sección aa}$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u \quad \text{OK}$$

Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

$$V_{cc} = 42.970 \text{ t} \quad \text{Corte en el centro}$$

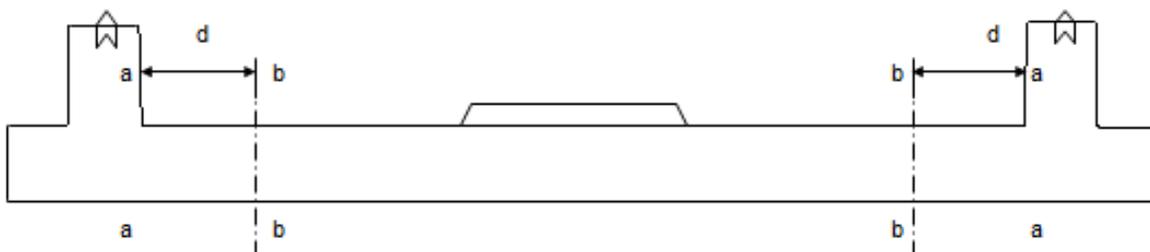
$$V_{ucc} = 60.16 \text{ t} \quad \text{Corte último en el centro}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = 7.08 \text{ kg/cm}^2 < v_c \quad \text{OK}$$

GRAFICO 3.9.52

CORTE EN MURO

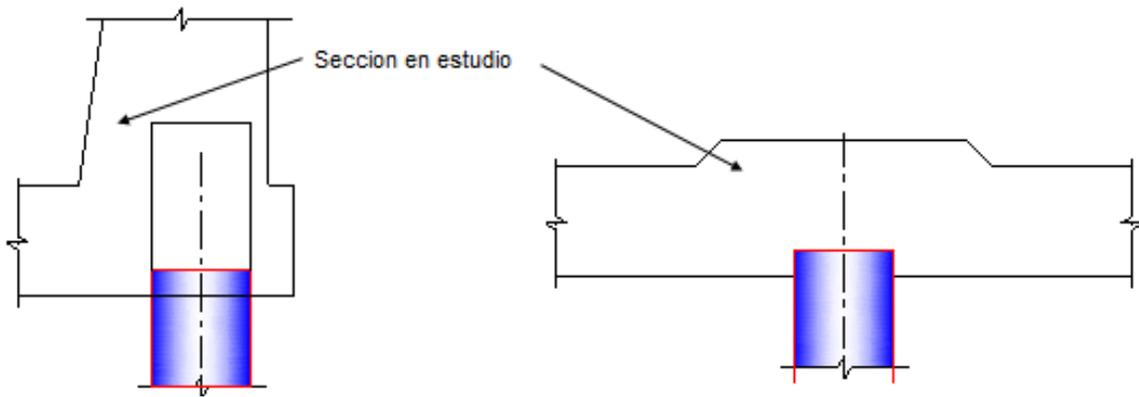


Los cortes en los puntos anteriores necesitan un peralte en la sección a - a de 1.4 para satisfacer el esfuerzo cortante generado

Y en centro de la viga se necesita un peralte de 1.00 metros, por lo q en ese sector se incrementa el peralte de la zapata

Pero la sección en estudio se encuentra ubicada en la parte inferior de la pantalla, como se indica en la figura

GRAFICO 3.9.53
SECCIONES DE CORTE



3.9.3.6.2. *Diseño Cuerpo*

Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 15.00 m Ancho frontal

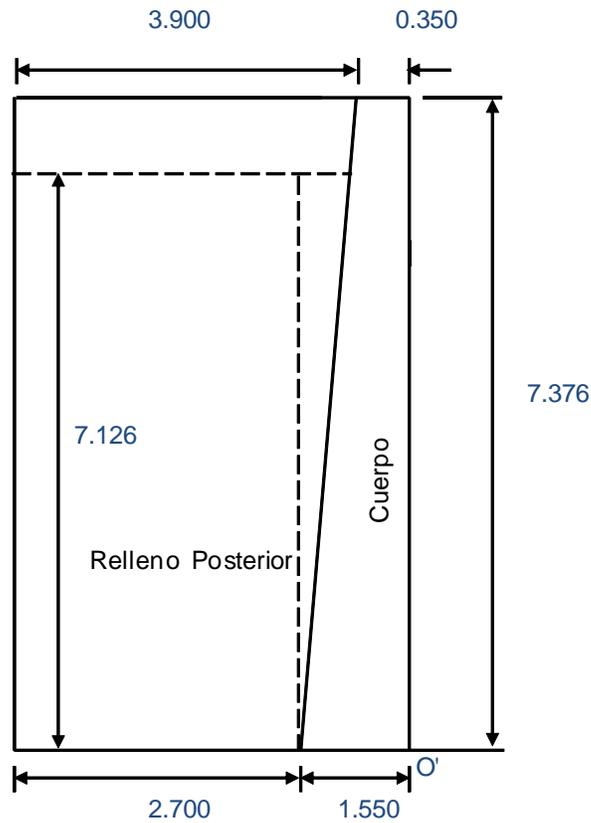
Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

TABLA 3.9.48
MOMENTO ESTABILIZANTE

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	6.196	0.175	1.084
2	10.621	0.750	7.966
3	7.696	1.150	8.850
Σ	24.513		17.901

Fuente: Elaboración Propia.

GRAFICO 3.9.54
DIMENSIONAMIENTO DE MURO



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

$\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo

- \emptyset = 32.000° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 7.126 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 3.868 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 14.853 t Empuje de tierras
- y_e = 2.547 m Ubicación de empuje
- M_{vo}' = 37.822 tm Momento por presión de tierras

TABLA 3.9.49

MOMENTO DE VOLCAMIENTO

FIG.	PESO	y	Mv = Py
1	6.196	3.688	22.850
2	10.621	2.459	26.115
Σ	16.817		48.965

Fuente: Elaboración Propia.

- A = 0.400 Aceleración del sitio.
- K_h = 0.200 Aceleración horizontal
- S = 1.500 Coeficiente de sitio
- W = 16.817 t Peso
- y = 2.912 m Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
- E_Q = 16.817 0.200 3.363 t

$$M_{eq-i} = 9.793 \text{ tm}$$

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

$$\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3 \quad \text{Peso específico del suelo}$$

$$h = 7.126 \text{ m}$$

$$a = 1.000 \text{ m}$$

$$K_a = 0.278 \quad \text{Coeficiente de empuje activo}$$

$$K_{ad} = 0.422 \quad \text{Coeficiente sísmica de presión activa}$$

$$K_h = 0.200 \quad \text{Coeficiente de aceleración horizontal}$$

$$K_v = 0.000 \quad \text{Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)}$$

Presión de tierras sin sobrecarga:

$$q_2 = 3.568 \text{ t/m}^2 \quad \text{Presión máxima sin sobrecarga}$$

$$E_a = 12.712 \text{ t} \quad \text{Empuje de tierras normal sin sobrecarga}$$

$$E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 (1 - K_v) K_{ae} a$$

$$E_{ad} = 19.266 \text{ t}$$

$$\Delta E_{ad} = 6.554 \text{ t}$$

$$M_{ead} = 58.219 \text{ tm}$$

TABLA 3.9.50
SISMO EN EL MURO

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	3.363	9.793
Método de Mononobe - Okabe	19.266	58.219
Total	22.630	68.012

Fuente: Elaboración Propia.

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

$$f_u = 1.70 \text{ Grupo I}$$

$$f_u = 1.40 \text{ Grupo VII}$$

Armadura:

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$h = 155.00 \text{ cm}$$

$$r = 7.00 \text{ cm}$$

$$d = 148.00 \text{ cm}$$

GRAFICO 3.9.55
FUERZAS QUE ACTUA EN EL MURO

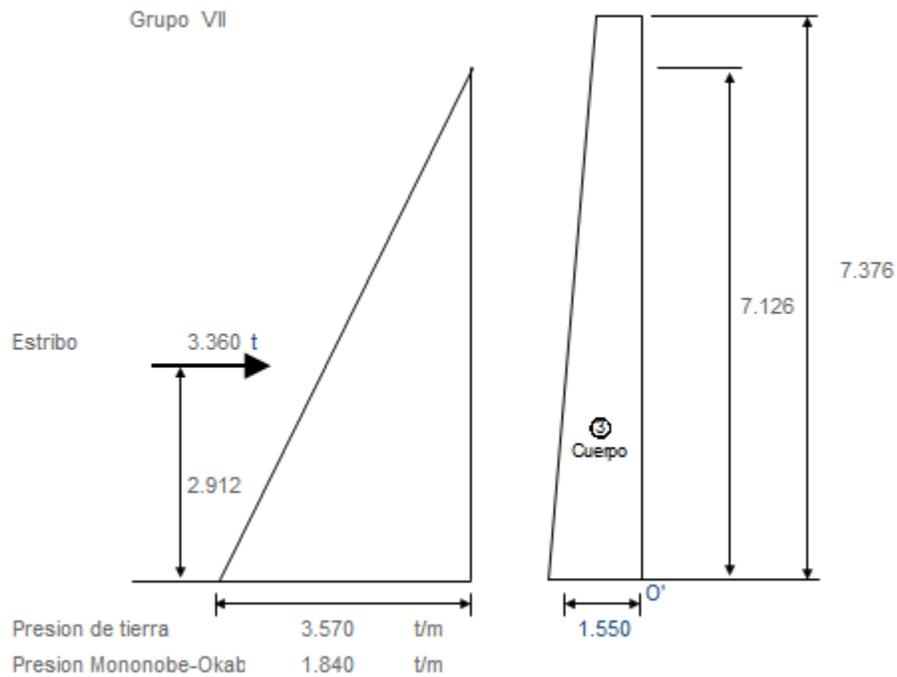


TABLA 3.9.51

RESUMEN DE MOMENTOS Y CORTES

Y	qx	V	M	Mu	d	Asmin	Ascal
m	tm	t	tm	tm	cm	cm ²	cm ²
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
1.488	1.091	0.81	0.40	0.56	52.21	17.40	0.10
2.976	2.183	3.25	3.22	4.51	76.42	25.47	0.81
<u>4.464</u>	3.274	10.67	10.88	15.23	100.63	33.54	2.73
5.435	3.986	14.19	22.89	32.04	116.42	38.81	5.75
6.405	4.698	18.41	38.65	54.11	132.21	44.07	9.73
7.376	5.410	23.31	58.84	82.37	148.00	49.33	14.86

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 3.9.52
RESUMEN DE ACEROS

1.33As cal cm2	Asdefin. cm2/m	ACERO			
0.000	0.00	1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	7.70	cm2/m
0.134	0.13	1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	7.70	cm2/m
1.073	1.07	1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	7.70	cm2/m
3.626	3.63	1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	7.70	cm2/m
7.643	7.64	1 Ø 18 mm a 0,20 m + 1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	20.42	cm2/m
12.939	12.94	1 Ø 18 mm a 0,20 m + 1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	20.42	cm2/m
19.759	19.76	1 Ø 18 mm a 0,20 m + 1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	20.42	cm2/m

Fuente: Elaboración Propia.

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, r_t

$p_{tem} = 0.002 a$.- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con F_y no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

$A_{st} = 19.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 2/3 \quad 12.67 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Ext.}$
 $19.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 1/3 \quad 6.33 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Int.}$

Exterior:	1 Ø 18 mm a 0,20 m	12.72 cm2/m
Interior:	1 Ø 14 mm a 0,20 m	7.70 cm2/m

Corte:

$V = 23.312 \text{ t} \quad \text{Grupo VII}$

$V_u = 32.637 \text{ t}$

$v_u = 2.59 \text{ kg/cm}^2$

$$v_c = 0.53\sqrt{f'c}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u \quad \text{OK}$$

3.9.3.7. Diseño del pilote

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

Ht	=	158.576 t	Fuerza horizontal total
Ff	=	103.468 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
Fp	=	55.108 t	Fuerza lateral en pilotes
Np	=	15	Número de pilotes.
Hpy	=	3.674 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
Hpx	=	3.172 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
Hp	=	4.853 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
he	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
Mp	=	12.134 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

Pf	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
Pp	=	151.486 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa
e	=	0.080 m	
Ø p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
Ag	=	5,026.55 cm ²	
Asmín	=	50.27 cm ²	1% de Ag.
Usamos:	16	Ø	25 mm Armadura longitudinal principal
As	=	78.5 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

$$f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_{bal} = 43.291 \text{ cm}$$

$$e_{bal} = 0.282 \text{ m}$$

$$\emptyset = 0.75$$

$$P_{u\ bal} = 553.049 \text{ t}$$

$$P_{u\ o} = 961.027 \text{ t}$$

Resultados:

$$c = 71.700 \text{ cm}$$

$$P_u = 862.756 \text{ t}$$

$$M_u = 69.230 \text{ tm}$$

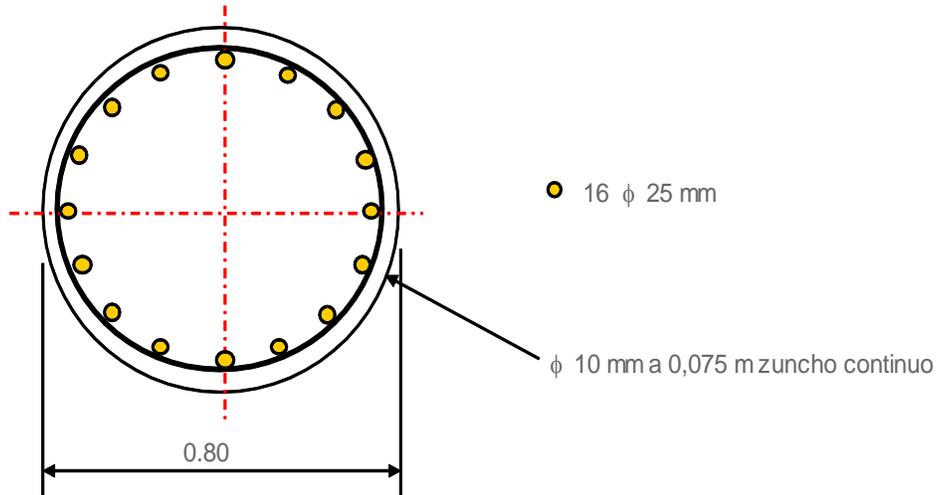
$$e = 0.080 \text{ m}$$

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad:

$$F_s = 5.695$$

Usaremos un zuncho continuo \emptyset 10 mm a 0,075 m

GRAFICO 3.9.56
ARMADO DEL PILOTE



3.9.3.7.1. *Chequeo del punzonamiento en la zapata*

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera.

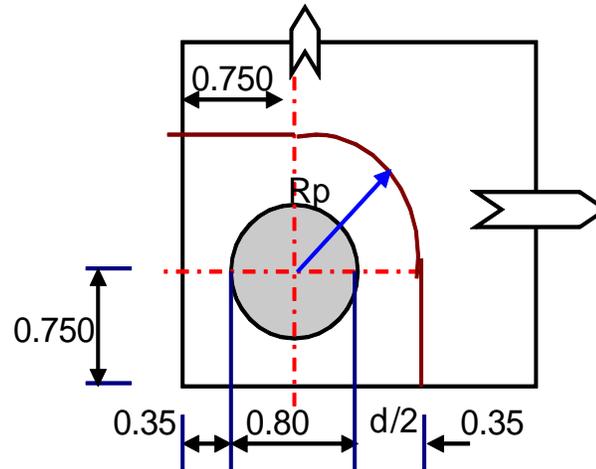
$d = 0.700$ m Peralte efectivo.

$P_p = 151.486$ t Carga del pilote.

$f_u = 1.700$ Factor mayoración

$P_{pu} = 257.526$ t Carga última del pilote

GRAFICO 3.9.57
PUNZONAMIENTO EN PILOTE



R_p	=	0.750 m	Radio de punzonamiento
l_p	=	2.678 m	Longitud para punzonamiento.
A_p	=	18,746.68 cm ²	Área resistente al punzonamiento
v_u	=	13.74 kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
v_c	=	$\sqrt{f'c}$	
v_c	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

Los tramos de muro restantes se encuentran en el Anexo 3.9.5.

3.10. SISTEMA DE DRENAJE

3.10.1. Drenaje del Estribo

Los estribos por ser muros de contención típicos necesariamente debe contener de un sistema de drenaje que impide la sobresaturación del suelo y consecuentemente el incremento de empuje del relleno. El drenaje es un elemento muy importante, ya que la ausencia de este elemento puede ocasionar inclusive el colapso de la estructura, el sistema de drenaje está formado por una capa permeable colocado dentro del muro y tubos colocados transversalmente en el muro para facilitar la evacuación del agua.

La capa permeable puede ser formada de cualquier material que cumpla requisitos de ser resistente a las solicitaciones y que permita el libre flujo del agua.

3.10.2. Drenaje de Tableros

La superficie del tablero deberá tener pendientes transversales y longitudinales.

En el diseño de tableros se deberán considerar los efectos estructurales de las aberturas para drenaje.

El tablero de un puente y sus accesorios carreteros se deben diseñar para permitir el paso seguro y eficiente de la escorrentía superficial de la calzada, de manera de minimizar los daños al puente y maximizar la seguridad de los vehículos que lo cruzan.

Se debe disponer de un drenaje transversal o peralte suficiente para permitir un drenaje positivo.

Siempre que sea posible, los tableros de puentes deberían ser impermeables al agua y todo el drenaje del tablero se debería llevar hasta los extremos del puente.

Los puentes deberían mantener una gradiente longitudinal. Se deben evitar las curvas verticales.

CAPITULO IV

4. SEGUNDA ALTERNATIVA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

4.1. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

4.1.1. SUPERESTRUCTURA

Los elementos de la superestructura fueron diseñados con la aplicación de los siguientes parámetros principales

- Carga viva: Carga HS-MOP.
- Material de vigas principales: Acero estructural ASTM A-588
- Material del tablero: Hormigón $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Material del tablero: Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Protecciones laterales: Hormigón armado y Acero estructural ASTM A-36
- Arriostramiento: Acero estructural ASTM A-36

4.2. SOBRECARGA: TREN DE CARGA O CARGA EQUIVALENTE

En el país no tenemos especificaciones propias para el diseño de puentes, por lo que el Ministerio de Obras Públicas recurre a las Especificaciones AASHTO, para los diseños que son presentados en esa institución. Las sobrecargas que se utilizarán en el cálculo serán el camión HS MOP, carga superior al camión HS 20-44, y la carga equivalente de este último incrementada en un 25%.

El código hace referencia a las cargas de diseño estas cargas las divide en 2 grandes grupos:

- Cargas de camión
- Carga Equivalente o de sustitución.

En términos generales la diferenciación se establece por la posibilidad real que se presenta en los puentes de gran longitud de que existan varios vehículos que actúan en la estructura simultáneamente, por el contrario en los puentes pequeños de longitudes cortas, la posibilidad de que actúen varios vehículos es incierto, así tenemos entonces que para una determinada longitud el vehículo a considerar en el diseño será la carga del camión, mientras que para longitudes mayores, en donde existe el denominado tren de vehículos o convoy de carga, deberá utilizarse la carga equivalente, llamada también de sustitución, porque sustituye o equivale a considerar varios vehículos en la estructura.

GRAFICO 4.2.1

CARGA DE CAMIÓN

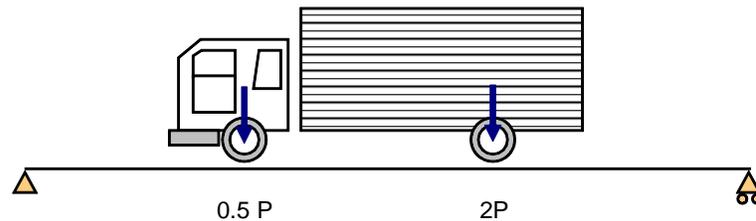
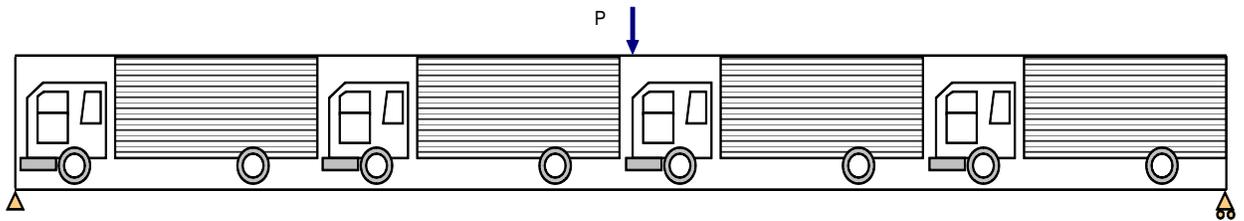


GRAFICO 4.2.2

CARGA EQUIVALENTE



CARGA DE CAMION.- El código distingue 2 tipos de camiones tipos “H” (Tractor) y el camión Tipo “HS” (Semi- remolque).

Para poder identificar a los diferentes tipos de camiones enmarcados en estos 2 grupos, el código establece la siguiente nomenclatura.

Camión H-20-44

En donde:

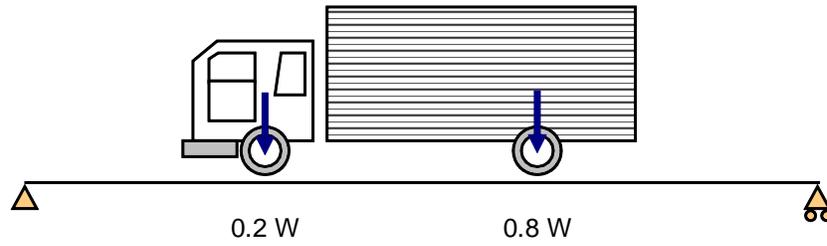
H= Tipo de camión (H o HS)

20 = Peso aproximado en Toneladas

44= Referencia del año en el que se ha dado esta nomenclatura.

CAMION TIPO H.- El camión tipo H también conocido como camión tractor, es un vehículo tipo preparado por el código para el diseño de puentes, es un vehículo de 2 ejes separados 4.27 en los cuales se transmite el peso total del vehículo estableciéndose, que el eje delantero toma el 20%, y el eje posterior, a su vez reparte su peso en forma igual a 2 ruedas que se encuentran separadas a 1.83 m, para el diseño una de las ruedas del eje posterior tiene el significado de carga de rueda.

GRAFICO 4.2.3
CARGA POR PAR DE RUEDA



$W =$ PESO TOTAL DEL CAMION + LA CARGA

GRAFICO 4.2.4
CARGA POR RUEDA

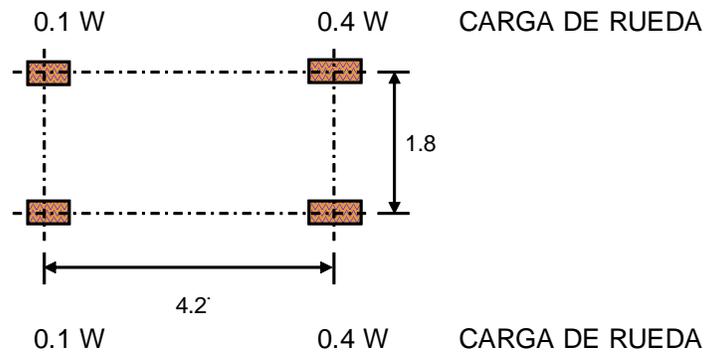


TABLA 4.2.1
CARGA POR EJES

ESTACION	EJE DELANTERO (Ton)	EJE POSTERIOR (Ton)	CARGA PUNTUAL	VIAS
H-20-44	3.64	14.54	7.27	1 ^{er} Orden
H-15-44	2.73	10.90	5.45	2 ^{do} Orden

Fuente: AASHTO 2002

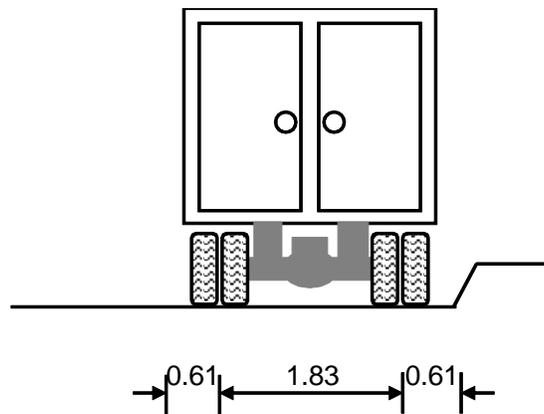
TABLA 4.2.2
CARGA POR EJES

ESTACION	EJE DELANTERO (Ton)	EJE POSTERIOR (Ton)	REMOLQUE (Ton)	CARGA PUNTUAL
HS-20-44	3.64	14.54	14.54	7.27
HS-15-44	2.73	10.90	10.90	5.45

Fuente: AASHTO 2002

Cualquiera que sea la carga utilizada se considera que el vehículo distribuye su efecto en un ancho de 3,05 m

GRAFICO 4.2.6
ANCHO DEONDE ACTUA LA CARGA VIVA



CARGA EQUIVALENTE.- Cuando la longitud de un puente admite la posibilidad cierta de la presencia de un tren de carga, que vale decir varios vehículos actúan simultáneamente, el código permite la utilización para el diseño, de un sistemas de cargas que equivale a considerar la acción del tren de cargas en la estructura.

El sistema de cargas utilizadas tiene un nombre de equivalente, está constituido por una carga uniformemente distribuida y una carga concentrada que de acuerdo

con las normas debe ser colocada en el puente en el cual produzca el máximo efecto.

GRAFICO 4.2.7
CARGA EQUIVALENTE

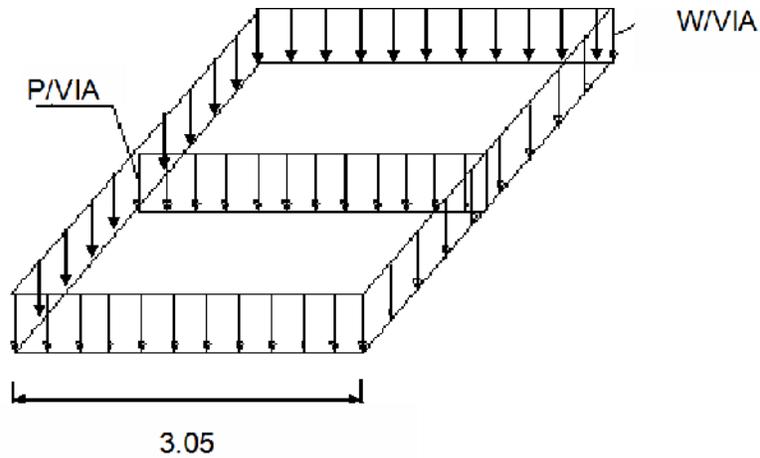
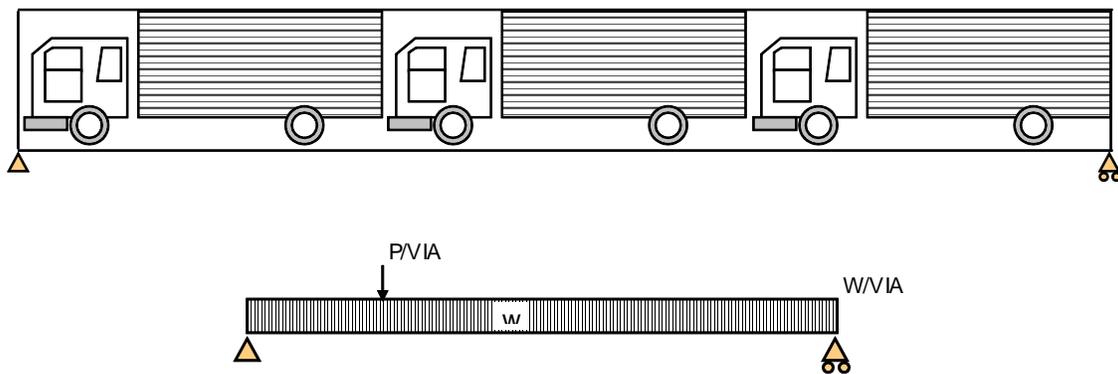


GRAFICO 4.2.8
CARGA EQUIVALENTE

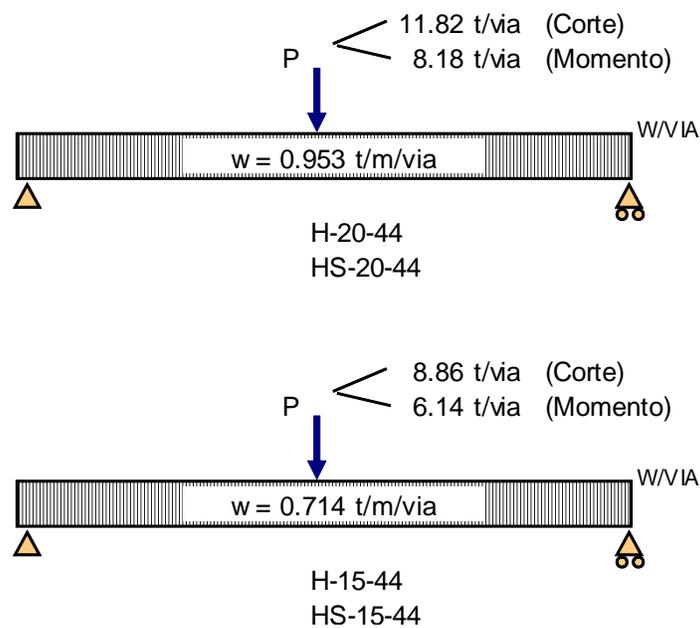


Las 2 cargas actúan en la vía de tráfico, que implica que dispone de un ancho de 3.05 m, adicionalmente hay que indicar que la carga concentrada toma diferentes

valores para el cálculo de los diferentes esfuerzos, siendo mayor el valores que se utiliza para el cálculo de del esfuerzo cortante.

En base a este sistema los valores que debe utilizarse en el diseño son los siguientes:

GRAFICO 4.2.9
CARGA EQUIVALENTE Y PUNTUAL



El código considera que en cualquier estructura deberá aplicarse los 2 sistemas de cargas establecidos para el diseño, es la carga de camión y la carga equivalente para determinar cuál de los dos sistemas produce los efectos más críticos.

4.3. NORMAS DE DISEÑO: AASHTO STANDAR 2002

Las normas aplicadas en el diseño del paso a desnivel, se detallan en el Código AASHTO STANDAR versión 2002. En forma general se han aplicado las siguientes especificaciones particulares:

4.3.1. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

- Método de diseño: Última resistencia o factores de carga
- Grupos de combinaciones de carga más usados:
Grupo I: $1,3 (U_{cm} + 1,67 U_{cv+i})$
Grupo VII: $1,69 U_{cm} + 1,30 U_{eq}$
- Relación para el cálculo del refuerzo máximo: 0.50 pb
- Relación para el cálculo del refuerzo mínimo:
 $1,20 \rho$ veces ρ agrietamiento
 $1,33 \rho$ veces del ρ cálculo
- Comprobación del sismo: Método de Mononobe Okabe
- Esfuerzo admisible del corte del hormigón: 8,87 kg/cm²

4.3.2. ESTRUCTURAS DE ACERO ESTRUCTURAL

- Método de diseño: Esfuerzo de trabajo
- Grupos de combinaciones de carga más usados:
- Grupo I: Carga muerta + carga viva sin mayoración de esfuerzos
- Grupo VII: Carga muerta + esfuerzos de contracción del hormigón
- Esfuerzo máximo de compresión: 0.55 f_y
- Esfuerzo máximo de corte en el alma: 0.33 f_y
- Numero de ciclos de carga: 2000000.00

En lo que se refiere a las especificaciones generales para la construcción de los puentes, el diseño se basa en lo establecido en la sección II del código ASSHTO, que para los casos que nos ocupan establecen las siguientes recomendaciones principales

- El hormigón estructural deberá disponer de una estructura consistente, con ausencia de hormigueros o vacíos.
- El recubrimiento del acero de refuerzo siempre será el especificado. En ningún caso se permitirá varillas descubiertas en la superficie del concreto;

- El acero estructural deberá protegerse contra los ataques atmosféricos con la aplicación de tres capas de pintura anticorrosiva;
- El acero de refuerzo ordinario deberá cumplir con las normas INEN relativas a la capacidad de doblado y fragilidad.
- Todas las estructuras dispondrán de una contraflecha o “Camber” que permita contrarrestar las deflexiones producidas por la carga muerta

4.4. ESFUERZOS ADMISIBLES

Según el Art. 10.32, referente a los esfuerzos admisibles y el Art. 3.22 de combinación de carga, para los Grupos I y IV.

Para el Grupo IV, los esfuerzos admisibles del Grupo I se incrementan en un 25%

TABLA 4.4.1
ESFUERZOS ADMISIBLES

Grupo I			Grupo IV		
Hormigón (Kg/cm ²)			Hormigón (Kg/cm ²)		
f _c =		280	f _c =		280
f _c =	0.4 x f _c	112	f _c =	0.4 x 1.25 x f _c	140
ASTM A-588 Acero Estructural (Kg/cm ²)			ASTM A-588 Acero Estructural (Kg/cm ²)		
F _y =		3 515.41	F _y =		3 515.41
Flexión: Tracción y compresión			Flexión: Tracción y compresión		
F _b =	± 0.55 x F _y	1933.50	F _b =	± 0.55 x 1.25 x F _y	2416.84
Corte			Corte		
F _v =	0.33 x F _y	1160.10	F _v =	0.33 x 1.25 x F _y	1450.11

Fuente: AASHTO 2002

4.5. DATOS GENERALES

4.5.1. SUPERESTRUCTURA

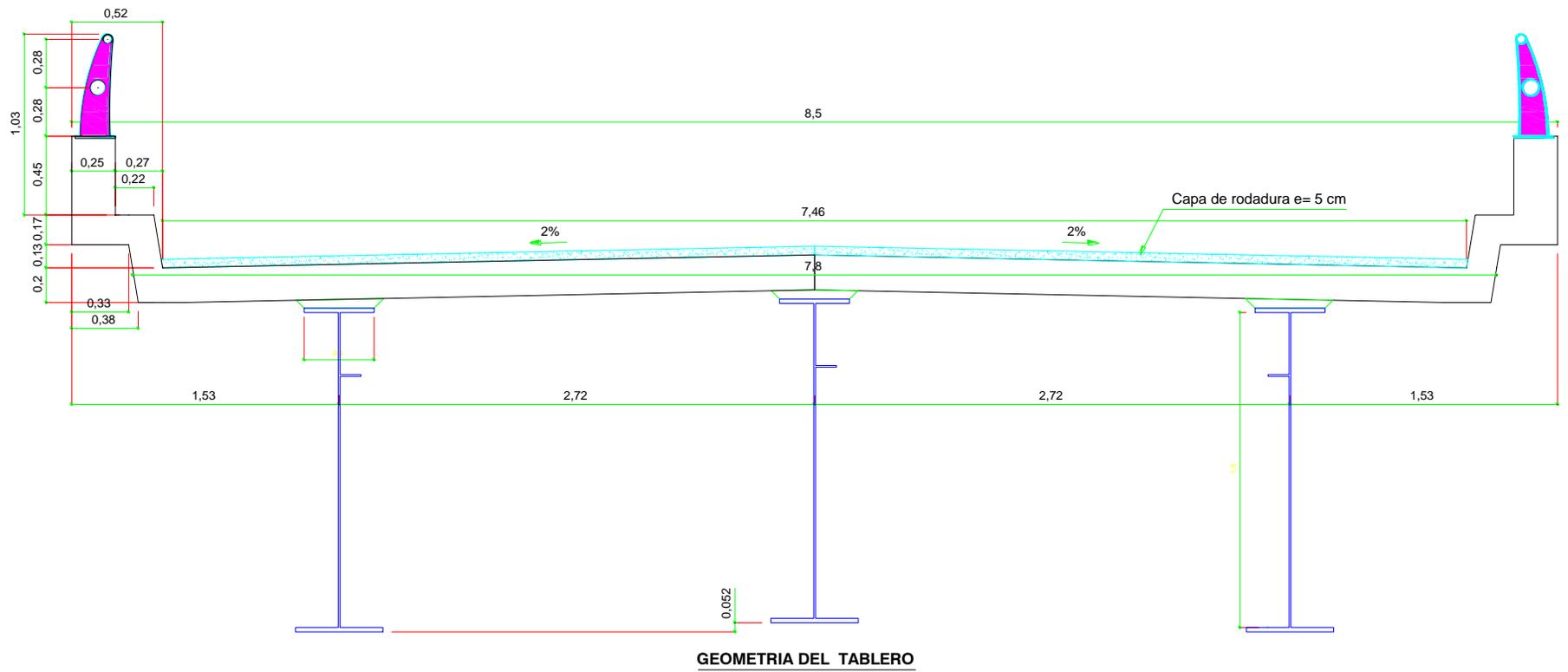
En esta alternativa se ha determinado una longitud de 40 metros, con la cual se establece seguridad vehicular y facilidad para la construcción. Para satisfacer estas condiciones el inicio del tablero se ubica en la abscisa 0+118.62 y llegando al final en la 0+158.62.

La sección transversal entregada en el diseño vial de la Intersección entre las Avenidas Pedro Vicente Maldonado y Escalón 1 con un ancho total de 8,50 metros define dos vías de tráfico de 3,73 metros cada una y dos bordillos laterales de 0,22 metros que además reciben las protecciones laterales del puente

Esta sección transversal se define con un tablero de hormigón armado de 0,20 metros de espesor diseñado con refuerzo principal perpendicular al tráfico, bajo este tablero se implantan tres vigas metálicas tipo I de 1.99 metros de altura concebida en acero estructural A-588. Estos elementos principales tienen un espaciamiento de 2.72 metros entre ejes y se encuentran simétricamente dispuestas, de tal forma que generan voladizos extremos de 1.53 metros. Se fabrican con la unión soldada de placas que definen el cuerpo principal formado por el ala superior, el alma y el ala inferior. Se considera como elementos secundarios los diafragmas transversales que van colocados cada 6.46 metros, formados por ángulos de acero A-36 y un Arriostramiento transversal inferior formado por el mismo tipo de ángulos, que se sujetan en los diafragmas anteriormente descrito. El alma de la viga dispone de un espesor de 10 mm para evitar los efectos de distorsión durante el montaje y contrarrestar los efectos de ataques atmosféricos. Todas las uniones serán soldadas para facilitar la fabricación y montaje con la utilización de electrodo 7018.

Las protecciones laterales han sido proyectadas de hormigón armado para la base con sección de 0,25 x 0,45 y con perfil tipo I (variable) para los postes y tubos galvanizado de 4" y 2 3/8" inferior y superior respectivamente para los pasamanos.

GRAFICO 4.5.1
SECCION TRANSVERSAL



4.5.2. GEOMETRIA DEL PUENTE

LONGITUD TOTAL	Lt	= 40.00 m
ANCHO CALZADA	Ac	= 7.46 m
ANCHO VEREDA	Av	= 0.52 m
ANCHO TOTAL	At	= 8.50 m
LUZ DE CALCULO	Lc	= 40.00 m
PENDIENTE TRANSVERSAL	Pt	= 2.00 % (ambos lados)
NUMERO DE VIGAS	Nv	= 3
SEPARACION ENTRE VIGAS	Sv	= 2.72 m
NUMERO DE VIAS	Nvías	= 2
ESPESOR CAPA DE RODADURA		
HORMIGON ASFALTICO	ecr	= 0.05m

4.5.3. MATERIALES

HORMIGON	f'c	= 280 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	Fy	= 4,200kg/cm ²
ACERO ESTRUCTURAL DE VIGAS:		
	ASTM A-588 Fy	= 3 515.41 kg/cm ²
ACERO ESTRUCTURAL PASAMANOS:		
	ASTM A-36 Fy	= 2520 kg/cm ²
MODULO ELASTICIDAD ACERO	Ec	= 2039567.61 kg/cm ²
MODULO ELASTICIDAD HORMIGON	Es	= 12000 $\sqrt{f'c}$

4.6. DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES

DATOS (TEORIA ELASTICA o ESFUERZOS DE TRABAJO)

FLEXION:

$$\begin{aligned}
 f_c &= 0,4 f'_c &= 0,4 \times 280 &= 112.000 & \text{kg/cm}^2 \\
 f_s &= 0,4 F_y &= 0,4 \times 4200 &= 1680.000 & \text{kg/cm}^2 \\
 n &= E_s/E_c & \text{Coeficiente de equivalencia} &= & 8.126 \\
 k &= \frac{n \cdot f_c}{(n \cdot f_c + f_s)} &= & 0.351 \\
 j &= 1 - k / 3 &= & 0.883 \\
 h_p &= 0.45 \\
 L &= 2.00 \text{ m} \\
 P &= 4.55 \text{ t}
 \end{aligned}$$

GRAFICO 4.6.1

PROTECCIONES LATERALES

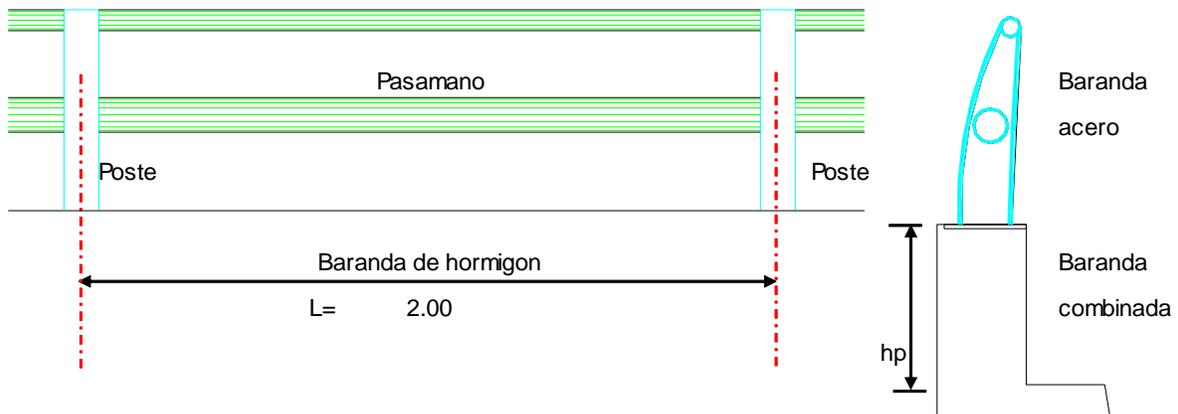
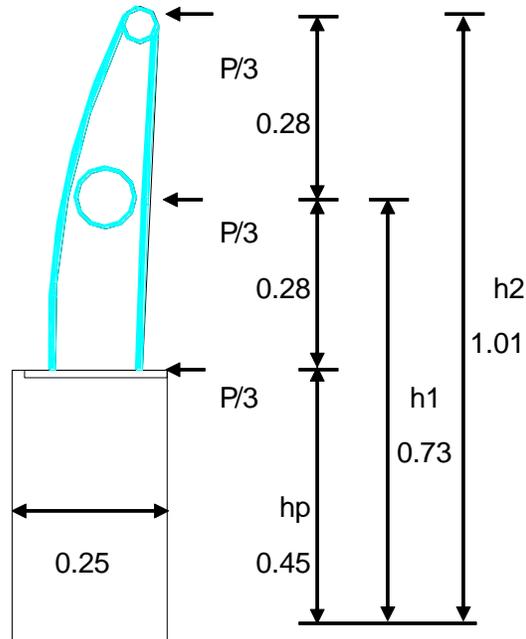


GRAFICO 4.6.2

SECCION TRANSVERSAL DE LA PROTECCIONES LATERALES



DATOS DE DISEÑO

- b = 152.50 cm (Longitud de diseño)
- h = 25.00 cm (Ancho de baranda de hormigón)
- r = 4.00 cm (Recubrimiento)
- d = 21.00 cm

Diseño a flexión:

As = M/fsjd Aplicando el Art. 3.24.2.2, podemos incrementar los esfuerzos admisibles en 50 %

As = M/1,5 fs j d

TABLA 4.6.1
ACERO CARA INTERIOR

P' =	P/3 =	1.517 t
Mext =	P' * (hp+h1+h2)	
Mext =	1.957	t-m
As =	4.19	cm ² /1.525m
As =	2.75	cm ² /m
Asmin =	0.0033*d*b	ρmin = 0.0033
Asmin =	10.57	cm ²
Asmin =	6.93	cm ² /m
Usar:	1 Ø 14 mm. @ 25 cm	

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 4.6.2
ACERO CARA EXTERIOR

P' =	P/6 =	0.758 t
Mext =	P' * hp	
Mext =	0.341	t-m
As =	0.73	cm ² /1.525m
As =	0.48	cm ² /m
Asmin =	0.0033*d*b	ρmin = 0.0033
Asmin =	10.57	cm ²
Asmin =	6.93	cm ² /m
Usar:	1 Ø 14 mm. @ 25 cm	

Fuente: Elaboración Propia

Diseño a corte:

$$V_{max} = 4.55 \text{ t}$$

$$v = V / bd$$

$$v = 1.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Adoptado por seguridad}$$

Usamos: Estribos 10 mm.

$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$S = A_v f_s / (v - v_c) b$$

$$S = 12.2 \text{ cm}$$

Usar: 1 E Ø 10 mm a 0,10 m

Datos:

Acero: ASTM A - 36 (36 x 70)

$$F_y = 2520.0 \text{ kg/cm}$$

$$F_b = 0.55 F_y$$

$$F_b = 1386.0 \text{ kg/cm}$$

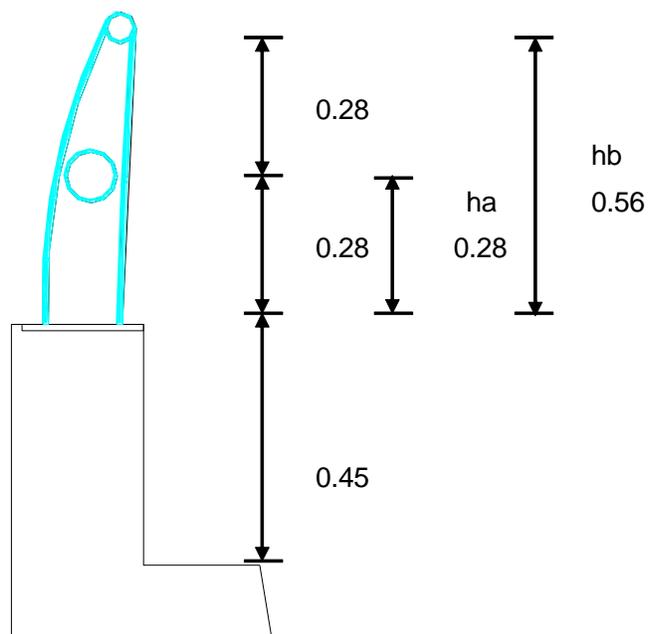
$$F_v = 0.33 F_y$$

$$F_v = 831.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_p = L = 2.00 \text{ m}$$

$$P = 4.55 \text{ t}$$

**GRAFICO 4.6.3
PROTECCIONES LATERAL**



Postes:

$$P/3 = 1\ 516.7 \quad \text{kg}$$

$$M = P/3 \cdot (h_a + h_b)$$

$$M = 1\ 274.00 \quad \text{kg m}$$

$$V = P$$

Sección necesaria:

Por flexión:

$$f_b = M/W$$

$$W = I/c \quad \text{Módulo de sección}$$

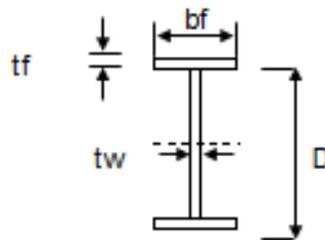
$$W = M/f_b \quad \text{Módulo de sección mínimo.}$$

$$W = 91.9 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Con este valor podemos ver en las tablas de perfiles.}$$

Para este caso creamos nuestro perfil:

GRAFICO 4.6.4

PERFIL DE LA PROTECCIONES LATERAL



$$t_w = 0.60 \quad \text{cm} \quad \text{Adoptado.}$$

$$D = 15.00 \quad \text{cm} \quad \text{Adoptado.}$$

$$t_f = 0.60 \quad \text{cm} \quad \text{Adoptado.}$$

$$c = 8.10 \text{ cm}$$

$$I_{\text{mín}} = 744.5 \text{ cm}^4$$

$$I = \sum I_o + \sum ad^2$$

Inercias propias

Figuras 1 y 3

$$I_o = \frac{b \cdot h^3}{12} \text{ Rectángulo}$$

$$I_{o \text{ 1-3}} = 0.0180 \times bf$$

Figura 2

$$I_{o \text{ 2}} = 168.75 \text{ cm}^4$$

$$S_{I_o} = 168.75 \cdot 0.0360$$

$$A_1 = A_3 = 0.60 \cdot bf$$

$$A_2 = 9.00 \text{ cm}^2$$

La figura es simétrica, por tanto el centro de gravedad estará:

$$x_{cg} = 8.10 \text{ cm}$$

$$d_1 = d_3 = 7.80 \text{ cm}$$

$$d_2 = 0.00 \text{ cm}$$

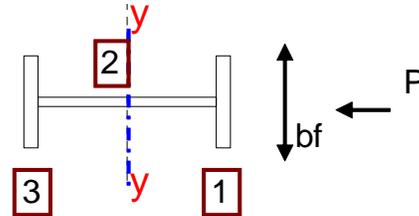


GRAFICO 4.6.5

GRAFICO 4.6.6

UBICACIÓN DEL CENTRO DE GRAVEDAD

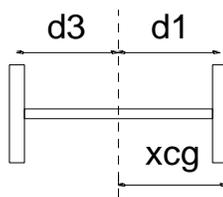


TABLA 4.6.3

OBTENCION DE “b” A PARTIR DE LA INERCIA

Figura	A	d	d ²	A d ²
1	0.60 bf	7.80	60.84	36.50 bf
2	9.00	0.00	0.00	0.00
3	0.60 bf	7.80	60.84	36.50 bf
			Σ	73.01 bf

Fuente: Elaboración Propia

$$I_{yy} = 168.75 + 0.0360 * bf + 73.01 * bf$$

$$744.5 = 168.75 + 73.044 * bf$$

$$b = 7.88 \text{ cm}$$

$$b = 8.00 \text{ cm} \quad \text{Adoptado}$$

$$S_{lo} = 169.0 \text{ cm}^4$$

$$S_{Ad2} = 584.1 \text{ cm}^4$$

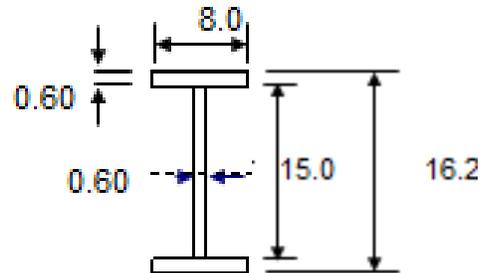
$$I_{yy} = 753.1 \text{ cm}^4$$

$$W = 93.0 \text{ cm}^3$$

$$f_b = M/W$$

$$f_b = 1\,370.3 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 1\,386.0 \text{ OK}$$

GRAFICO 4.6.7
DIMENSIONES DEL PERFIL



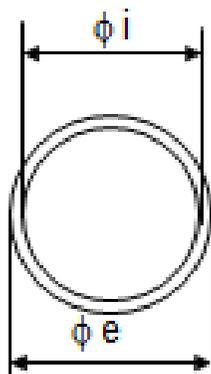
$$f_v = V/Dtw$$

$$f_v = 505.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 831.6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Barandales de $\varnothing 60.33 \text{ mm}$

GRAFICO 4.6.8
TUBERIA DE PASAMANO SUPERIOR



$$P' = P/3 = 1\,516.7 \text{ kg}$$

$$M = P' L/6$$

$$L = 2.00 \text{ m}$$

$$M = 505.6 \text{ kg-m}$$

$$V = P'$$

Asumamos:

$$\phi_e = 6.033 \text{ cm} \quad \text{Diámetro exterior}$$

$$t = 0.300 \text{ cm} \quad \text{Espesor}$$

$$\phi_i = 5.433 \text{ cm} \quad \text{Diámetro interior}$$

$$c = 3.017 \text{ cm}$$

$$I = \frac{\pi}{64} * (\phi_e^4 - \phi_i^4) \quad \text{Inercia}$$

$$I = 22.26 \text{ cm}^4$$

$$W = 7.38 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{M}{W}$$

$$f_b = 6851.06 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo por flexión.}$$

Si $R/t \leq 40$

$$F_b = 0.66 * F_y$$

$$R/t = 10.06$$

$$F_b = 1663.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 5.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Area}$$

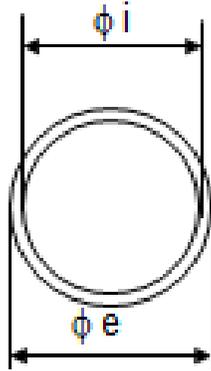
$$f_v = 280.70 \text{ kg/cm}^2 \quad f_v \leq F_v$$

$$F_v = 831.60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Barandales de Ø 101.60 mm

GRAFICO 4.6.9

TUBERIA DE PASAMANO INFERIOR



$$P' = P/3 = 1\,516.7 \quad \text{kg}$$

$$M = P' L/6$$

$$L = 2.00 \quad \text{m}$$

$$M = 505.6 \quad \text{kg-m}$$

$$V = P'$$

Asumamos:

$$\phi e = 10.160 \quad \text{cm} \quad \text{Diámetro exterior}$$

$$t = 0.300 \quad \text{cm} \quad \text{Espesor}$$

$$\phi i = 9.560 \quad \text{cm} \quad \text{Diámetro interior}$$

$$c = 5.080 \quad \text{cm}$$

$$I = \frac{\pi}{64} * (\phi e^4 - \phi i^4) \quad \text{Inercia}$$

$$I = 113.04 \quad \text{cm}^4$$

$$W = 22.25 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{M}{W}$$

$$f_b = 2\,272.06 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo por flexión.}$$

$$\text{Si } R/t \leq 40$$

$$F_b = 0.66 * F_y$$

$$R/t = 16.93$$

$$F_b = 1\,663.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 9.29 \text{ cm}^2 \quad \text{Area}$$

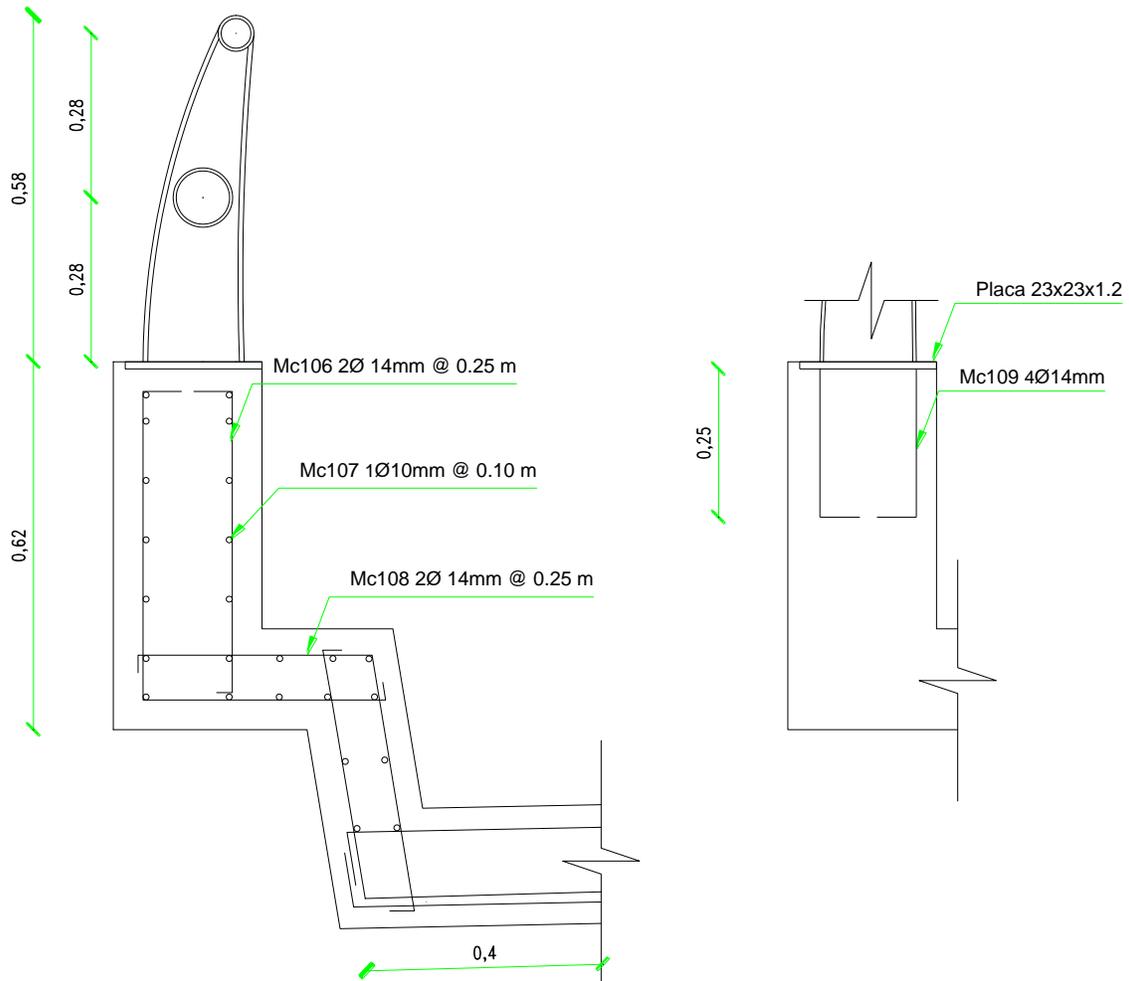
$$f_v = 163.21 \text{ kg/cm}^2 \quad f_v \leq F_v$$

$$F_v = 831.60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

4.6.1. ARMADO DE PROTECCIONES LATERALES

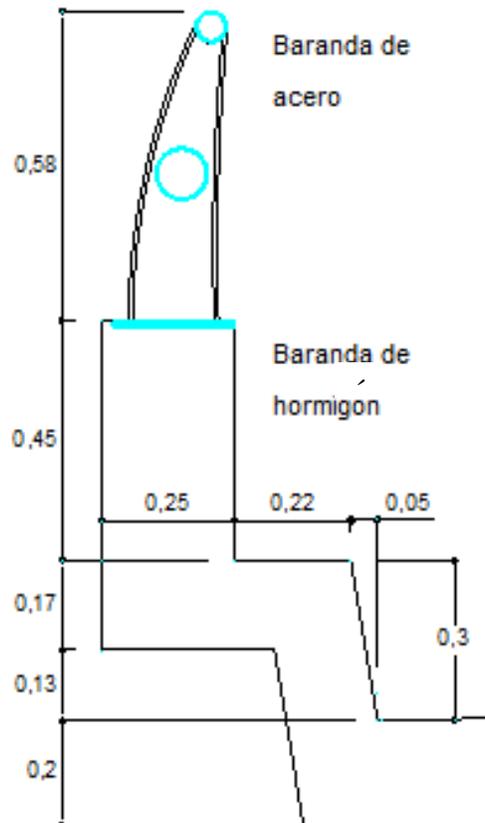
GRAFICO 4.6.10

ARMADO DE PROTECCION LATERAL



4.7. CARGAS POSTERIORES

GRAFICO 4.7.1
BARANDA COMBINADA



BARANDAS DE HORMIGON

$$BH = 0,25\text{m} \times 0,45\text{m} \times 2,4\text{T/m}^3 = 0,270 \text{ T/m}$$

POSTES DE ACERO

$$\text{POSTES:} = 0,0037 \text{ T/m}$$

$$N_p = 20 \quad \text{Número de postes}$$

PASAMANOS DE ACERO

PASAMANOS: = 0.012 T/m

W_{p+p} = 0.285 T/m

ACERA:

No consideramos la vereda como parte del tablero

$$w_a = ((0.52m+0.47m)/2*0.30m - ((0.33m+0.35m)/2*0.13m)*2.4T/m^3$$

w_a = 0.252 T/m

CAPA DE RODADURA:

A_c = 7.460 m

e_{cr} = 0.05 m

W_{cr} = 0.821 T/m

CARGAS POSTERIORES POR VIGA

No de vigas: = 3 U

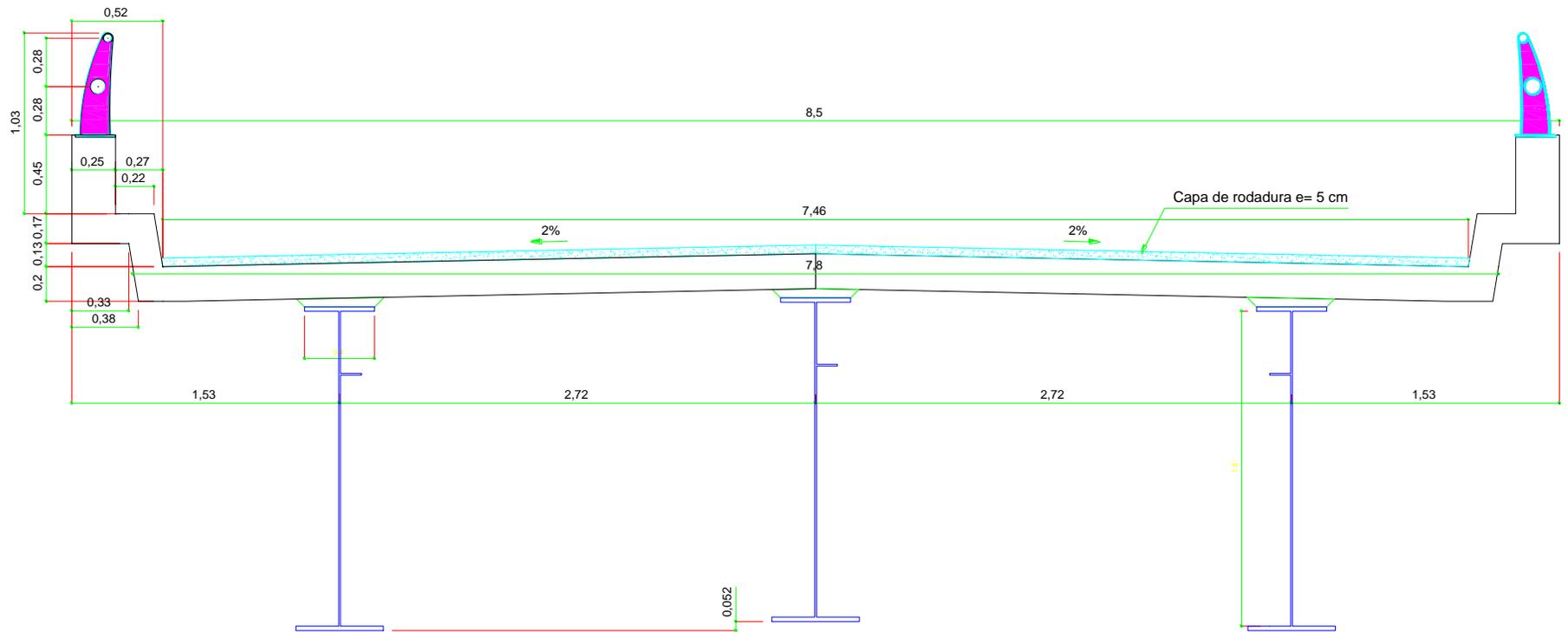
$W_{acb/viga}$	=	0.632 t/m
----------------	---	-----------

4.8. CALCULO DE TABLERO

4.8.1. SECCION TRANSVERSAL

GRAFICO 4.8.1

SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE



Analizaremos el tablero para 1.00 m de ancho

ESPESOR DEL TABLERO

AASHTO 1983

t	$>$	$[0,10+St/30]$	Art. 8.9.2, para tres o más apoyos
t_{min}	$=$	0.165 m	Espesor mínimo de tablero
St	$=$	$d + b/2$	Luz de cálculo del tablero 3 o más apoyos
S_v	$=$	2.720 m	Separación vigas
b	$=$	0.400 m	Ancho mínimo de platabanda superior con cartel
d	$=$	2.320 m	Distancia libre tablero
St	$=$	2.520 m	Luz de cálculo del tablero
t	$>$	0.184 m	
t	$=$	0.200 m	Adoptado

4.8.2. CARGA MUERTA: VOLADIZO – TRAMO

GRAFICO 4.8.2

CENTRO DE GRAVEDAD DE CADA ELEMENTO

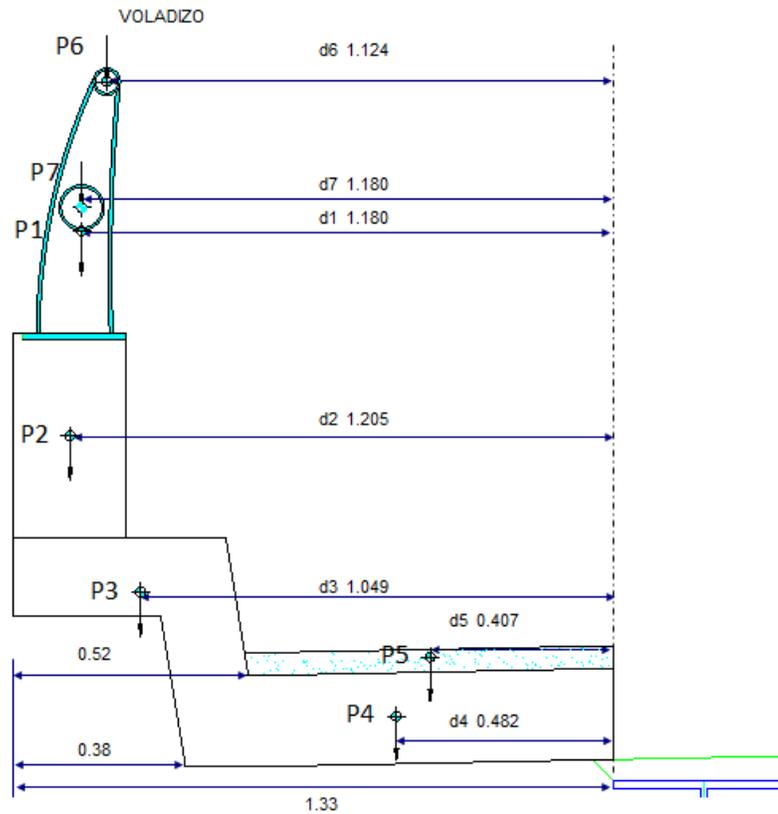


TABLA 4.8.1

CARGAS DE CADA ELEMENTO EN 1 METRO

DESCRIPCION DE ELEMENTOS	CARGA	P (En 1 metro)
Poste de acero A 36	P1	0.0037
Baranda de hormigón	P2	0.2700
Acera y bordillo	P3	0.2520
Losa	P4	0.4627
Capa de rodadura	P5	0.0893
Pasamanos	P6	0.0042
Pasamanos	P7	0.0073

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 4.8.2
CARGAS DE CADA ELEMENTO EN 1 METRO

DESCRIPCION DE ELEMENTOS	No	P (t)	D (m)	M = P d (tm)
Poste de acero A 36	1	0.0037	1.180	0.0040
Baranda de hormigón	2	0.2700	1.205	0.3250
Acera y bordillo	3	0.2520	1.049	0.2640
Losa	4	0.4627	0.482	0.2230
Capa de rodadura	5	0.0893	0.407	0.0360
Pasamanos	6	0.0042	1.124	0.0050
Pasamanos	7	0.0073	1.180	0.0090
	Total	Mcm =		0.8660

Fuente: Elaboración Propia

TRAMO Y APOYOS INTERIORES

Calculamos un momento aproximado

$$M_{cm} = \frac{W * S^2}{10}$$

$$W_t = 1.0m \times 0.20m \times 2.4T/m^3$$

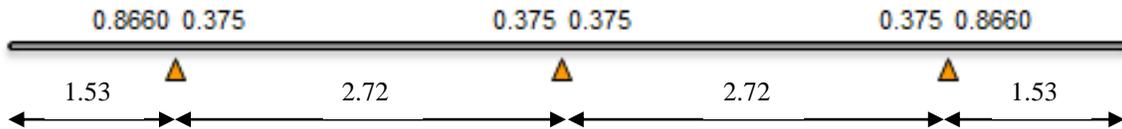
$$W_{cr} = 1.0m \times 0.05m \times 2.2T/m^3$$

$$w = 0.590 T/m$$

$$M_{cm} = 0.375 tm$$

GRAFICO 4.8.3

DIAGRAMA DE MOMENTO DE CARGA MUERTA



4.8.3. CARGA VIVA

VOLADIZO Art. 3.24.5

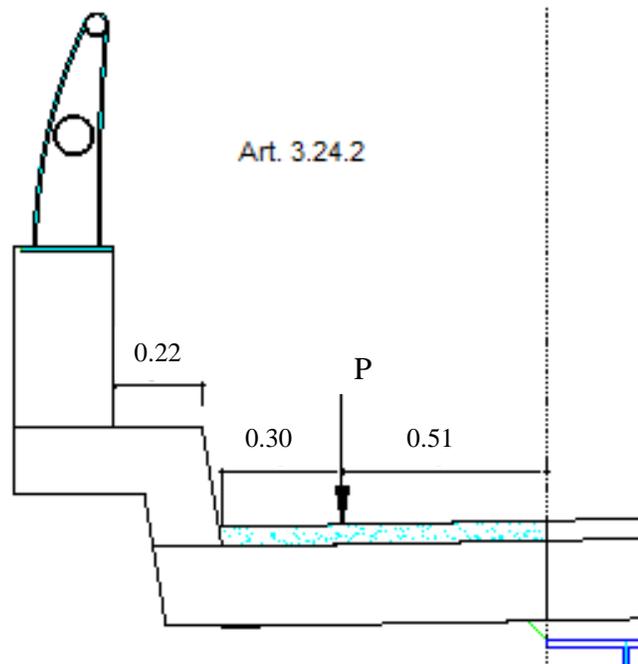
$$M_{cv} = (P / E) \times$$

$$E = 0,8 * X + 1,143 =$$

$$Pr = 10.00 \text{ t} \quad \text{Carga de rueda}$$

GRAFICO 4.8.4

UBICACIÓN DE LA CARGA NORMAL



Si recordamos la fórmula de impacto y su límite máximo del 30%, y si sabemos que estas fórmulas de cálculo de momentos se limitan hasta vanos de 7,27 m, tendremos que en estos tableros se aplicará el impacto en un 30%, con lo que la fórmula de momentos será:

TABLA 4.8.3

MOMENTO DE CARGA NORMAL Y ACCIDENTAL

Posición	Normal	Accidental
X (m)	0.510	0.000
E (m)	1.551	1.143
I	1.300	1.300
Mcv+i (t-m)	4.275	0.000

Fuente: Elaboración Propia

TRAMO Y APOYOS INTERIORES Art. 3.24.3.1

$$M_{cv+i} = 1.30 * 0.8 * \left(\frac{St + 0.61}{9.74} \right) * Pr$$

Donde:

St = Luz de cálculo del tablero

Pr = Carga de rueda ubicada a 30 cm. Desde la cara del bordillo

E = Ancho de distribución por efecto de la carga de la rueda

$$M_{cv+i} = 3.342 \text{ tm.}$$

4.8.4. MOMENTO ÚLTIMO DE DISEÑO

GRUPO I Los grupo I II III son aplicables tanto para los elementos de la infraestructura, como para la superestructura.

$$M_u = 1,3 \times (M_{cm} + 1,67M_{cv+i}) \quad \text{Pos. Normal}$$

$$M_u = 1,3 \times (M_{cm} + 1,00M_{cv+i}) \quad \text{Pos. Accidental}$$

VOLADIZO

$$M_u = 10.406 \text{ tm} \quad \text{Pos. Normal}$$

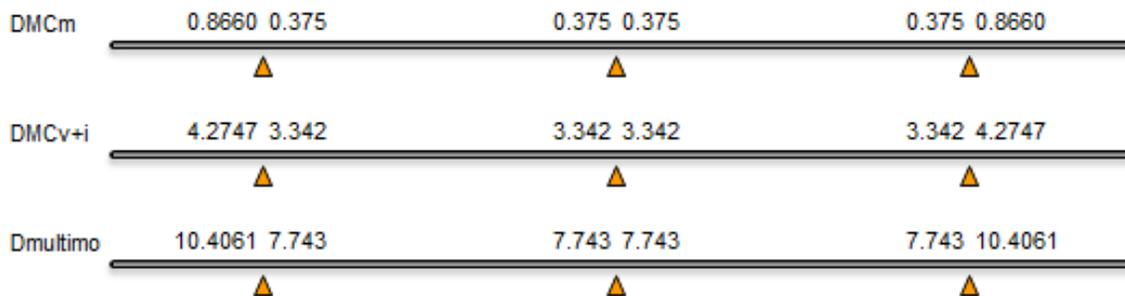
$$M_u = 1.126 \text{ tm} \quad \text{Pos. Accidental}$$

TRAMO Y APOYOS INTERIORES

$$M_u = 7.743 \text{ tm}$$

GRAFICO 4.8.5

RESUMEN DE MOMENTOS



4.8.5. ARMADURAS

ARMADURA A FLEXION

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100.0 \text{ cm}$$

- h = 20.0 cm
- ri = 3.0 cm Recubrimiento inferior
- rs = 3.0 cm Recubrimiento superior
- di = 17.0 cm Altura efectiva para As(+)
- ds = 17.0 cm Altura efectiva para As(-)

VOLADIZO

DETERMINACION DEL ρ_{min}

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t}$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12}$$

Ig = 66666.67 cm³

fr = 1.974 * $\sqrt{f'c}$

fr = 33.031 Kg/cm²

Yt = 10.00 cm

Mcr = 220208.919 Kg-cm = 2.202 T-m

$$k = \frac{M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}$$

k = 0.03024

$$W_{min} = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

Wmin = 0.03080

$$\rho_{min} = W_{min} * \frac{f'c}{F_y}$$

ρ_{min} = 0.002053

DETERMINACION DEL ρ_{max}

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'c * \beta_1 \left(\frac{6300}{6300 + F_y} \right)}{F_y}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'c}{1400}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad 0.65 \leq b_1 \leq 0.85$$

$$\rho_b = 0.0289$$

$$\rho_{max} = 0.5000 \times \rho_b \quad \text{Sector sísmico}$$

$$\rho_{max} = 0.0145$$

DETERMINACION DEL $\rho_{calculado}$

$$M_u = 10.41 \text{ T-m del volado}$$

$$k = 0.14289$$

$$W = 0.15753$$

$$\rho_{cal} = 0.010502$$

COMPARACION DE ρ

$$\rho_{min} \leq \rho_{cal} \leq \rho_{max} \quad \text{ok}$$

$$0.002053 \leq 0.010502 \leq 0.0145$$

VOLADIZO

$$A_s \text{ cal} = \rho_{cal} \times b \times d$$

$A_s \text{ cal} = 17.85 \text{ cm}^2$

TRAMO - APOYOS INTERIORES

$$M_u = 7.743 \text{ tm}$$

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'_c * \frac{f'_c}{F_y} * b * d}}}{1.18} * \frac{f'_c}{F_y} * b * d$$

$A_s = 12.92 \text{ cm}^2$

Usar:

Inferior:	1 Ø 16 mm a 0,17 m	14.07 cm ²
Superior:	1 Ø 16 mm a 0,20 m + 1 Ø 16 mm a 0.40 m	18.09 cm ²

ARMADURA DE DISTRIBUCION

$$\% = 121 * \sqrt{S}$$

% max = 67 Se colocará en la parte inferior del tablero, entre caras de vigas (S)

$$\% = 76.2$$

$$Asd = 0.67 As (+)$$

$$Asd = 8.65 \text{ cm}^2$$

USAR:

Parte central	1 Ø 14 mm a 0,10 m en S/2	9.05 cm ²
Parte exterior	1 Ø 14 mm a 0,20 m en S/4	6.16 cm ²

ARMADURA DE TEMPERATURA

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menor que 0.0014

$$\rho_{tem} = 0.0018$$

b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)

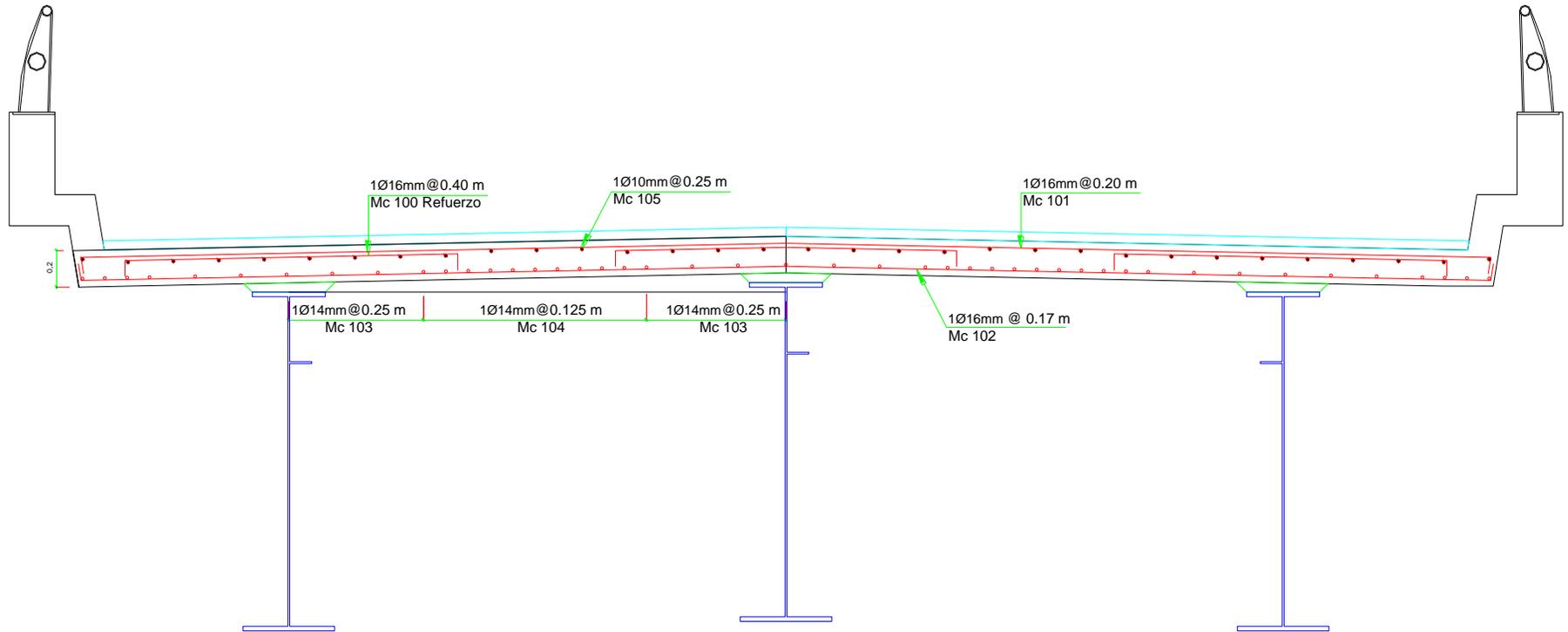
$$Ast = 3.060 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se colocará en la parte superior del tablero

Usar:

Superior:	1 Ø 10 mm a 0,25 m	3.93 cm ²
-----------	--------------------	----------------------

GRAFICO 4.8.6
ARMADO DE TABLERO



ARMADO DEL TABLERO

4.8.6. JUNTA DE DILATACION

4.8.6.1. Introducción.

La junta de dilatación son distancias libres que sirve para disipar los esfuerzos, movimientos debido a la contracción por cambio de temperatura, cargas de tráfico, asentamientos diferenciales. En tales casos, en la estructura se deben considerar movimientos permisibles que garanticen un desempeño adecuado para los diferentes estados límites de utilización del puente, donde el deterioro o la falla de las juntas pueden comprometer su seguridad.

Los tipos de juntas y las interrupciones superficiales del pavimento deben considerar además del confort de los usuarios vehiculares, el desplazamiento pedestre, y el movimiento de bicicletas y motos.

4.8.6.2. Determinación de alargamiento o acortamiento por temperatura

Datos:

L	=	40.2 m	
DT	=	16 °C	Cambio de temperatura (28°C a 14°C)
a	=	1.125E-05	Coefficiente de dilatación térmica para el acero
E	=	2.030E+06	Modulo de elasticidad del acero
A	=	200 cm ²	Área transversal aproximado

Resolución:

Acortamiento

$$\Delta L = \alpha \times L \times \Delta T$$

$$\Delta L = 0.7236 \quad \text{cm}$$

Fuerza de contracción por temperatura

$$P = \varepsilon \times E \times A$$

$$\varepsilon = \Delta L / L$$

$$\varepsilon = 0.00018$$

$$P = 73080 \text{ Kg}$$

$$P = 73.08 \text{ Ton}$$

4.9. CALCULO DE VIGAS

4.9.1. DATOS INICIALES PARA DISEÑO

Se usará vigas metálicas de alma llena y trabajarán en conjunto con el tablero.

L	=	40.00 m	Longitud total
Sv	=	2.720 m	Distancia centro entre vigas
Lc	=	40.00 m	Luz de cálculo
t	=	0.200 m	Espesor del tablero
Nv	=	3	Número de vigas
f'c	=	280 kg/cm ²	Hormigón del tablero
Fy	=	3515.41 kg/cm ²	Acero estructural de vigas
Es	=	2 039 568	Módulo elasticidad acero
Ec	=	12000* $\sqrt{f'c}$	Módulo elasticidad hormigón
Ec	=	250998.008	
n	=	8.126	Relación módulos elasticidad

4.9.2. CARGAS

4.9.2.1. Carga muerta viga interior

Pesos de acabados:	=	0.632 t/m
Peso del tablero:	=	1.306 t/m
Peso de cartelas:	=	0.060 t/m

$$\underline{\text{Peso viga metálica:}} = 0.468 \text{ t/m}$$

$$\text{wcm} = 2.465 \text{ t/m}$$

4.9.2.2. Carga muerta viga exterior

$$\text{Pesos de acabados:} = 0.632 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso del tablero:} = 1.219 \text{ t/m}$$

$$\underline{\text{Peso viga metálica:}} = 0.468 \text{ t/m}$$

$$\text{wcm} = 2.319 \text{ t/m}$$

4.9.2.3. Carga viva

$$\text{Sobrecarga: HS - MOP} \quad \text{Pr} = 10.000 \text{ t}$$

$$\text{Carga Equivalente wcv} = 1.190 \text{ t/m}$$

$$\text{Carga Mayorada } 25\%P_c = 14.750 \text{ t}$$

$$\text{Por vía} \quad \text{Pm} = 10.200 \text{ t}$$

$$\text{Impacto: } i = 15.24 / (L_i + 38) + 1$$

Se deberá considerar la Luz de impacto como sigue:

$$\text{Para momento:} \quad L_i = L_c$$

$$\text{Para corte:} \quad L_i = L_c - x$$

Factor de Distribución:

Para viga interior:

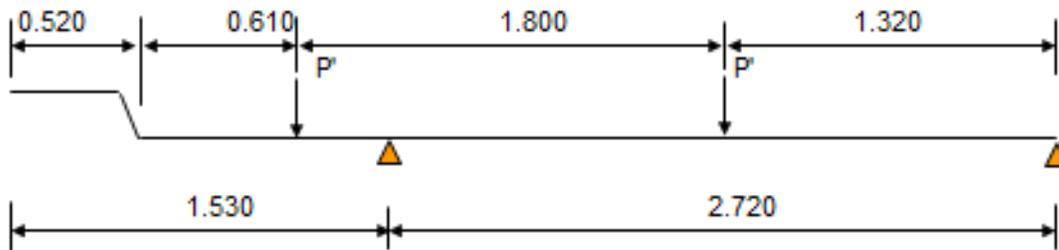
$$F_{dvi} = S/1,667 \quad S = S_v; S_v < 4,20$$

$$F_{dvi} = 1.632$$

Para viga exterior:

GRAFICO 4.9.1

DISTRIBUCION DE CARGAS



$$F_{dve} = 1.632$$

4.9.2.4. Verificación para decidir que viga se va a calcular

CARGA MUERTA

$$M_{cl} = \frac{W * L^2}{8}$$

M_{cl} = 498.003 t-m Viga Interior

M_{cl} = 468.429 t-m Viga Exterior

M = 498.003 t-m Diseñamos la Viga Interior

4.9.2.5. Cargas posteriores

$$W_{cp} = 0.632 \text{ t/m}$$

4.9.2.6. Cargas de contracción y temperatura

Art. 8.5.3 y 8.5.4 AASHTO 1992

Una vez fundido el concreto, a la par sucede el fenómeno de la contracción y el hormigón comienza a ganar resistencia.

Si el hormigón alcanza resistencia, las secciones, metálicas y hormigón comienza a trabajar en conjunto, es decir es una sección compuesta.

En cambio el fenómeno de contracción continúa a través del tiempo.

Se puede decir entonces que la contracción actúa en la sección compuesta

La contracciones una deformación, por lo que podemos establecer que esta deformación es el producto de la acción de una carga P.

Si recurrimos al diagrama esfuerzo deformación podemos obtener que:

$$\sigma = E \times \epsilon ; \quad \sigma = P/A \quad \text{igualamos las 2 ecuaciones}$$

$$P = A \times E \times \epsilon$$

$$\epsilon_t = 0.0000108 \text{ / } ^\circ\text{C} \quad \text{Deformación unitaria por dilatación térmica}$$

$$\epsilon_s = 0.0002 \quad \text{Deformación unitaria por contracción}$$

$$\Delta t = 15.00 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Variación de temperatura}$$

$$\epsilon_{\text{total}} = \epsilon_t \times \Delta t + \epsilon_s = 0.000362 \quad \text{Deformación total por contracción y temperatura.}$$

$$A_{hn} = B \times t / n = 590.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de hormigón sección}$$

$$P_{s+t} = 436\,134.1 \text{ kg}$$

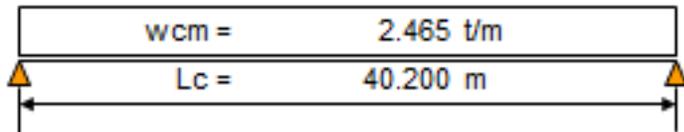
P_{s+t} = Fuerza que se aplica en el c.g. de la sección de hormigón debida a contracción y temperatura.

4.9.3. DISEÑO A FLEXION

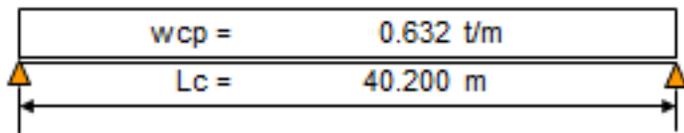
4.9.3.1. Momentos de carga muerta, posteriores y viva + impacto

GRAFICO 4.9.2

CARGAS MUERTAS



Carga muerta
Por viga

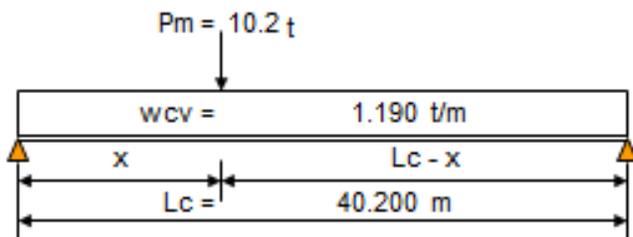


Cargas posteriores
Por viga

4.9.3.2. Momentos de carga viva más impacto

GRAFICO 4.9.3

CARGAS VIVAS



Carga viva:
Carga Equivalente Mayorada
Por vía

MOMENTOS POR CARGA DISTRIBUIDA

$$M_x = [w x / 2](L_c - x)$$

MOMENTO POR CARGA PUNTUAL

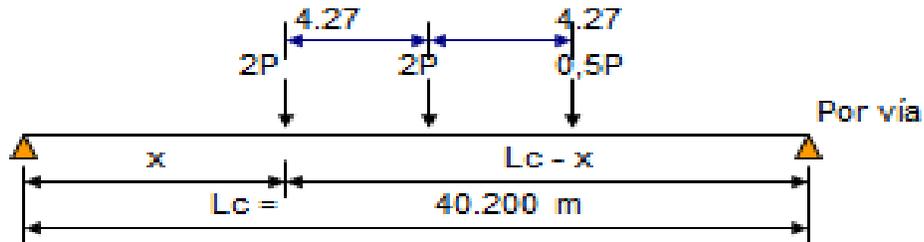
$$M_x = [(L_c - x) / L_c] P x$$

MOMENTOS POR CAMION HS - MOP

POSICION 1: EJE TRASERO SOBRE EL PUNTO INVESTIGADO

GRAFICO 4.9.4

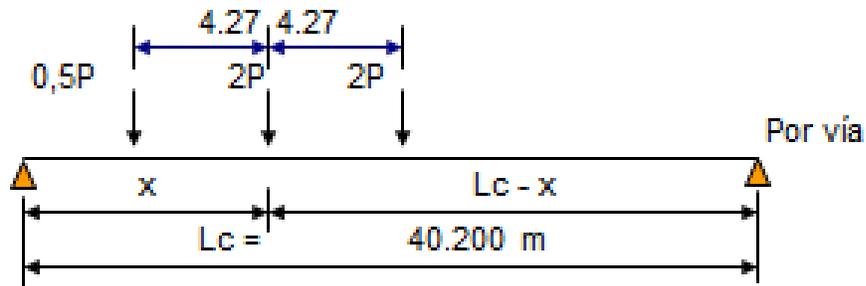
CARGAS VIVAS POSICION 1



POSICION 2: EJE CENTRAL SOBRE EL PUNTO INVESTIGADO

GRAFICO 4.9.5

CARGAS VIVAS POSICION 2



$$M_{cv+i} = [(M_{cv}/vía) / 2] F_d x_i$$

TABLA 4.9.1
RESUMEN DE MOMENTOS

i= 1.194

X (m)	Mcm (T-m)	Mcp (T-m)	Mcv Carga Equivalente	Mcv+i (T-m)	Tipo de carga viva
0.000	0.000				
4.000	178.488	45.735	122.896	178.448	HS - MOP
6.250	261.553	67.019	180.090	260.016	HS - MOP
8.750	339.210	86.918	233.560	334.763	HS - MOP
11.500	406.836	104.246	280.124	397.674	HS - MOP
12.750	431.412	110.543	297.045	419.582	HS - MOP
14.000	452.136	115.854	311.315	438.452	HS - MOP
16.500	482.028	123.513	331.896	466.129	HS - MOP
20.000	497.990	127.603	342.887	476.787	HS - MOP
20.710	497.544	127.489	342.580	477.287	HS - MOP

Fuente: Elaboración Propia

4.9.3.3. Momentos por contracción y temperatura

La fuerza P de contracción y temperatura, se considera que actúa en el centro de gravedad del área de hormigón y es resistida por la sección compuesta n, produciéndose una excentricidad entre el punto de aplicación de la carga y el centro de gravedad de la sección compuesta. Se genera entonces flexión por contracción y temperatura, a más de la acción de la carga sobre el área de la sección compuesta.

$$M_{s+t} = P_{s+t} \times d$$

4.9.4. DISEÑO A CORTE

4.9.4.1. Distribución de Rigidizadores

Los cortes en el alma de la viga, producen tensión diagonal, que tienden a pandear el alma, se usan los llamados rigidizadores transversales intermedios.

Puesto que el diseño de estos rigidizadores, tiene que ver con el esfuerzo cortante, es necesario definir los puntos a investigarse. Estos puntos serán los sitios de ubicación de los rigidizadores.

El espaciamiento de los rigidizadores debe ser comprobado, pero es necesario hacer una distribución inicial, teniendo en cuenta lo siguiente:

- Separación de diafragma. $S_d = 7.62 \text{ m}$ Art. 10.20.1

- Separación máxima de rigidizadores transversales.

$d_o \text{ max} = 240.4 \text{ cm}$ Art. 10.34.4.2

- Ubicación del primer rigidizador será tal que permita ubicar adecuadamente la placa de neopreno aproximadamente entre 25 – 30 cm Art. 10.34.4.3

$$d_{o \text{ max}} = 3D \leq D * \left(\frac{260}{D/tw} \right)^2$$

Donde:

$D = 180.0 \text{ cm}$ Altura de alma constante

$tw = 0.8 \text{ cm}$ Adoptado

$D/tw = 225.0$

$3D = 540.0 \text{ cm}$

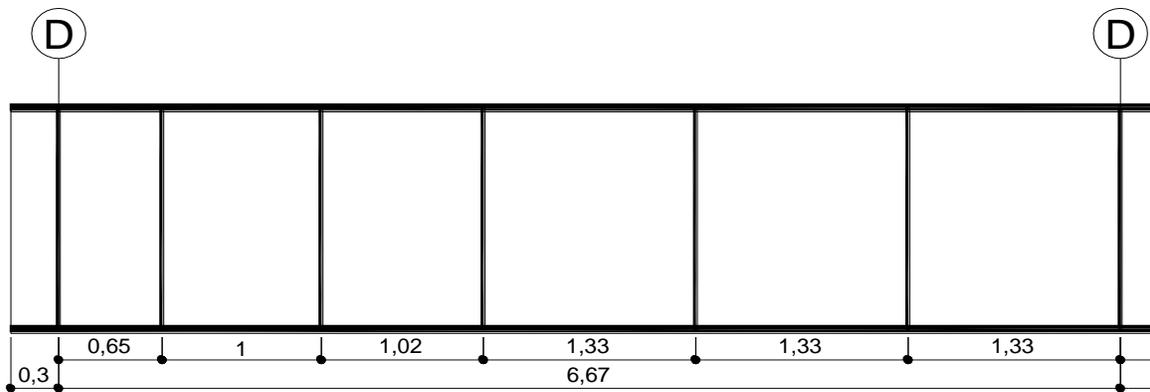
$d_o(\text{max}) = 240.4 \text{ cm}$

Valores Asumidos:

- Separación de diafragma adoptados $S_d = 6.667$ m
- Separación adoptada de rigidizadores transversales $do_{max} = 1.334$ m
- Ubicación del primer rigidizador transversal será tal que permita ubicar adecuadamente la placa de neopreno = 0.300 m.

GRAFICO 4.9.6

UBICACIÓN DE DIAFRAGMAS

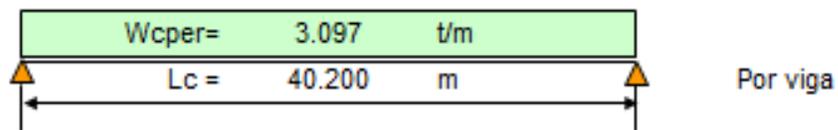


4.9.4.2. Cortes por cargas permanentes

$$W_{cper} = 2.465 + 0.632 = 3.097 \text{ t/m}$$

GRAFICO 4.9.7

CARGA PERMANENTE



4.9.4.3. Cortes por carga viva más impacto

GRAFICO 4.9.8

CARGA EQUIVALENTE

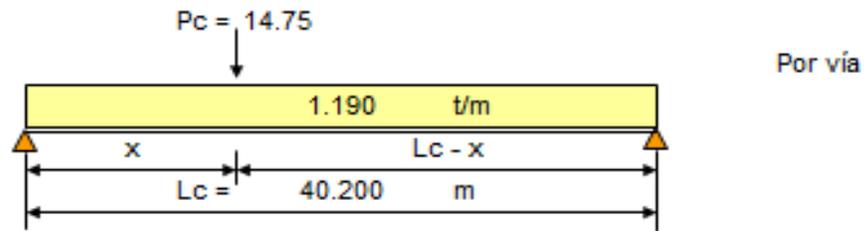
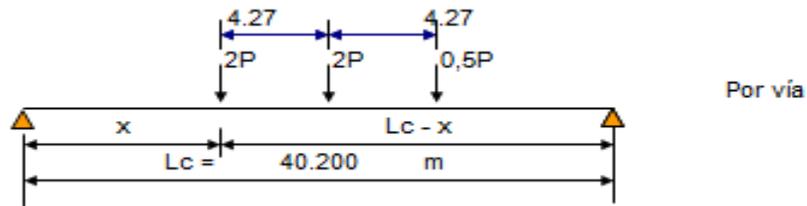


GRAFICO 4.9.9

CARGA CAMION HS MOP



Para obtener el corte de carga viva más impacto, por viga, se debe dividir para 2 (ejes longitudinales) y multiplicado por FD (Factor de distribución). El impacto será calculado con la luz de impacto para corte:

$$L_i = L_c - x \quad \text{Art. 3.8.2.2 (d)}$$

$$V_{cv+i} = \left(\frac{V_{cv} / v_{ia}}{2} \right) * F_d * i$$

4.9.4.4. Esfuerzos cortantes

El esfuerzo cortante debe calcularse en la sección bruta del alma.

$$f_v = V_t / D t_w$$

$$V_t = V_{cper} + V_{cv+i}$$

$$D = 193.00 \text{ cm} \quad \text{Altura del alma}$$

$$t_w = 1.00 \text{ cm} \quad \text{Espesor del alma}$$

V_{cper} .- Corte carga muerta + cargas posteriores

TABLA 4.9.2
RESUMEN DE CORTANTES

X (m)	Vcper (t)	Vcv+i (t)	Vt (t)	fv (kg/cm ²)	Tipo de Carga
0.000	62.250	40.778	103.028	533.822	HS MOP
0.650	60.237	40.123	100.360	519.999	HS MOP
1.650	57.140	39.114	96.253	498.722	HS MOP
2.668	53.987	38.084	92.070	477.049	HS MOP
4.002	49.855	36.729	86.585	448.626	HS MOP
5.336	45.724	35.370	81.094	420.178	HS MOP
6.670	41.593	34.006	75.599	391.703	HS MOP

Fuente: Elaboración Propia

No hace falta chequear más puntos, puesto que el valor de fv disminuye.

4.9.5. SECCIONES RESISTENTES.- PROPIEDADES GEOMETRICAS Y ESFUERZOS

4.9.5.1. Ancho colaborante del tablero

En el diseño compuesto, vigas metálicas con tablero de hormigón, es necesario determinar el ANCHO EFECTIVO del tablero, que para diseño se usara en los cálculos

El Art. 10.38.3.1, señala que se tomará el menor de los siguientes

- Un cuarto de la luz de la viga (L/4) L/4 = 10.05 m
- Distancia centro a centro entre vigas (Sv) Sv = 2.72 m
- Doce veces el espesor del tablero (12t) 12t = 2.40 m

Para nuestro caso, el menor valor es 12t, por tanto

$$B = 12t = 2.40 \text{ m.}$$

4.9.5.2. Sección metálica

En la primera etapa del proceso constructivo, únicamente la sección metálica absorberá los esfuerzos de carga muerta proveniente del peso propio de la viga metálica y el hormigón del tablero.

Para el caso más común de no tener apoyos temporales en el tramo (utilizados para montaje y fundición del hormigón del tablero), es imprescindible que se haga el chequeo de esfuerzos en el patín de compresión, los mismos que no deberán pasar del esfuerzo admisible dado en la tabla 10.32.1A, en la que indica que:

El esfuerzo de compresión en la fibra extrema de viga sujetas a flexión cuando el patín de compresión es parcialmente soportada o no soportado, con L'/b no mayor que:

Se dan los valores para los diferentes tipos de acero.

Para acero A-588 M270 Grado 50W

$$F_b = 0.55 \cdot F_y \left[1 - \frac{\left(\frac{L'}{r'} \right)^2 \cdot F_y}{4 \cdot \pi^2 \cdot E} \right]$$

$$(r')^2 = b^2/12$$

Para el caso de acero A-588

$$F_b = 27000 - 14.4 \cdot (L'/b)^2 \quad (\text{PSI})$$

$$F_b = 1900 - 1.008 \cdot (L'/b)^2 \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

El AISC tiene sus propias formulas para el control del pandeo lateral, en función de la reducción en los esfuerzos admisibles en el patín de compresión.

Es este caso daremos soporte lateral a las vigas, a través de los rigidizadores, que en diafragmas que se ubican a uno otro lado del alma,

íntegramente soldados a la sección, y a través de los diafragmas propiamente dichos.

Una vez que el tablero haya alcanzado resistencia, el patín superior está totalmente soportado, pudiendo entonces, alcanzar el esfuerzo máximo admisible que fue especificado inicialmente.

Es entonces recomendable ser cuidadoso en la ubicación de diafragmas y para el patín superior, es preferible que sea más ancho

Deberá tener presente los artículos de la sección 10.34 entre los cuales tenemos:

Art. 10.34.2.1.1

Cada ala (patín, platabanda), puede estar compuesta de una serie de placas unidas en sus extremos a una total penetración de soldadura. Los cambios de áreas en el patín pueden estar acoplados por variaciones en anchos o espesor de placa o por una cubre placa añadida

Art. 10.34.2.1.2

Cuando cubreplacas (Refuerzos) sean usadas, se diseñará, de acuerdo con el Art. 10.13

Art. 10.13 CUBREPLACAS

Art. 10.13.3

El máximo espesor de una cubre placa no será mayor a dos veces el espesor del patín en que se coloca. El espesor total de todas las cubre placas, no será mayor que dos veces y media el espesor del patín.

Art. 10.13.4

Una longitud adicional de cubreplacas soldada deberá extenderse más allá del extremo teórico, hasta la sección de la viga donde los esfuerzos sean menores o se igualen con el rango de esfuerzos de fatiga permisibles.

Extremo teórico es aquel en que la sección alcanza el esfuerzo admisible por cargas de servicio, sin la cubreplacas.

La distancia terminal será dos (2) veces el ancho de la cubreplacas cuando ésta no se suelde en sus extremos y una y media (1 1/2) veces cuando la cubreplacas sea soldada transversalmente en sus extremos.

El ancho del extremo de cubreplacas no será menor de 76 mm.

Las cubreplacas tendrán soldadura continua.

Art. 10.34.2.1.3

La relación ancho a espesor del patín de compresión en vigas compuestas no deberá exceder del determinado por la formula:

$$\frac{b}{t} = \frac{860}{\sqrt{fb(\text{cm})}} \qquad b / t \text{ max} = 24 \text{ cm.}$$

Art. 10.34.2.1.4

Cuando el esfuerzo de compresión, debido a flexión, sea igual a 0,55 Fy, la relación b/t, no deberá exceder de los siguientes valores:

TABLA 4.9.3
ESFUERZOS DE COMPRESION

Fy (psi)	b/t
36000	23
50000	20

Fuente: AASHTO 2002

Art. 10.34.2.1.5

En caso de vigas compuestas, la relación del ala (patín) superior de compresión ancho/espesor, no deberá exceder el valor de:

$$\frac{b}{t} = \frac{1021}{\sqrt{f_b(\text{cm})}} \quad b / t \text{ max} = 24 \text{ cm.}$$

Donde $f_b(\text{cm})$, es el esfuerzo de compresión debido a la carga muerta en la sección metálica (No compuesta).

Art. 10.8

Nos indica que el mínimo espesor del material es 8 mm.

Art. 10.18.5.5

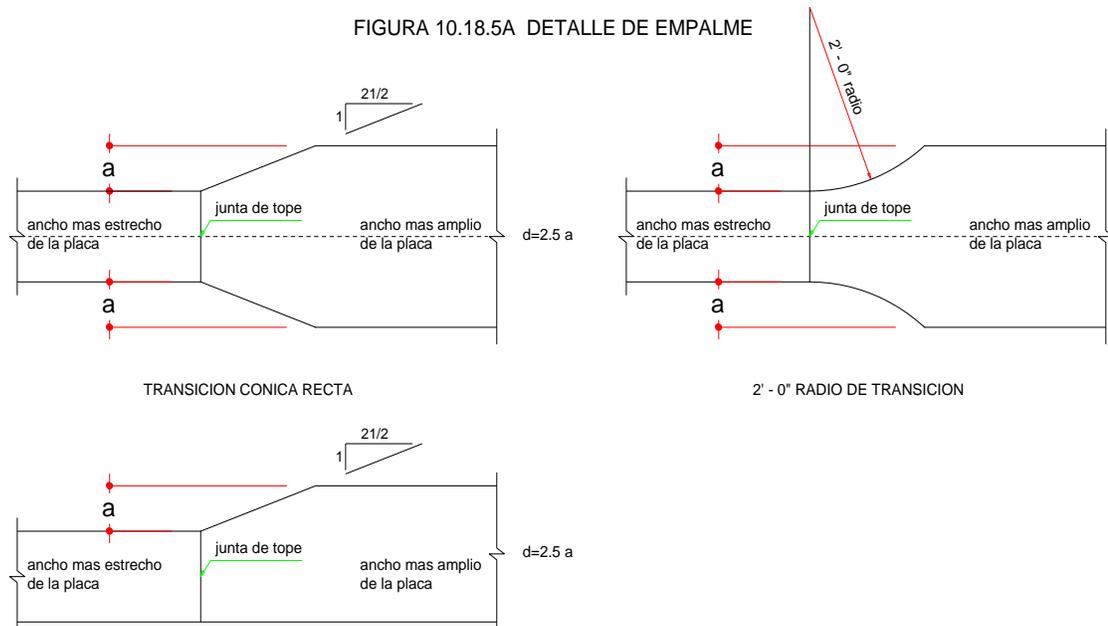
Cuando las placas a empalmarse (unirse), tenga anchos diferentes, y deban unirse con soldadura a tope, deberá darse una transición, como se indica en la figura.

Cuando se vaya a unir con soldadura a tope, materiales de distinto espesor, deberá también darse una transición uniforme entre la superficie de ambos elementos en una relación de 1 a 2 1/2

GRAFICO 4.9.10

DETALLE DE EMPALMES

FIGURA 10.18.5A DETALLE DE EMPALME



4.9.5.3. Sección 3n

Art. 10.38.1.4

El art. Señala que, el efecto del creep deberá ser considerado en el diseño de vigas compuestas, las cuales tienen cargas actuando en la sección compuesta.

En tales estructuras, los esfuerzos y cortes horizontales, producidos por carga muerta, actuando en la sección compuesta, deberán ser calculados, para un valor de n, multiplicado por 3

Art. 10.38.1.3

La relación entre modulo de elasticidad del acero y del concreto se conoce con el valor de n

Este valor es función de la resistencia a la rotura del cilindro de hormigón y deberá ser tomada como sigue.

TABLA 4.9.3

RELACION ENTRE EL MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO Y DEL CONCRETO (n)

$f'c$ (Kg/cm ²)	n
210	9
280	8
350	7

Fuente: AASHTO 2002

Nosotros identificamos a las cargas muertas que se colocan posterior a que el concreto haya alcanzado la resistencia, como cargas posteriores.

Es importante entonces que si en diseño se considera como carga posterior a cualquier carga, constructivamente sea así. Por ejemplo la capa de rodadura.

Como cargas posteriores, se consideran también a las que se producen luego de retirar los apoyos temporales, si es que estos fueron utilizados para montaje y para la fundición del tablero, y que se los retire, de acuerdo al Art. 10.38.4.1, al menos cuando el tablero haya alcanzado el 75% de su resistencia.

En el caso de utilizar apoyos temporales, el corte que producen estos al ser retirados debe considerarse en los conectores de corte.

En nuestro diseño, no estamos usando apoyos temporales y estamos considerando como cargas posteriores a las cargas de postes, pasamanos, capa de rodadura y vereda (si esta no es fundida conjuntamente con el tablero).

Como habíamos visto anteriormente, de acuerdo al Art. 3.23.2.3.1.1 las cargas posteriores deberán repartirse proporcionalmente para el número de vigas.

4.9.5.4. Sección n

Para las cargas instantáneas, o cargas vivas, que se entiende cargará la estructura cuando trabaja la sección compuesta, se utiliza la sección n.

El ancho colaborante del tablero de hormigón, dividimos para n, a fin de transformar la sección de hormigón en una placa de acero y así calcular las propiedades geométricas, puesto que de acuerdo al Art. 10.38.2.1, deberá usarse el método del momento de inercia.

También las cargas y esfuerzos que se producen por contracción y temperatura se consideran aplicadas en la sección n

4.9.5.5. Esfuerzos en las secciones

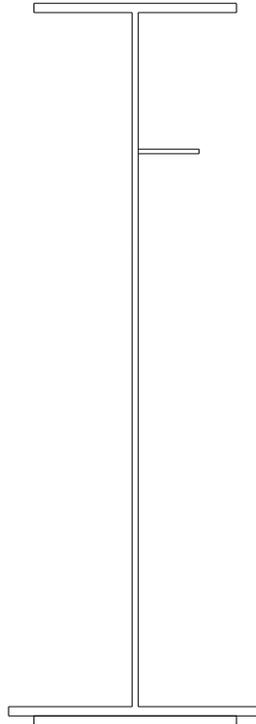
En todas las secciones, los esfuerzos se calcularán de acuerdo a la fórmula general de flexión.

$$f_b = M/Z$$

Los esfuerzos debidos a la acción de contracción y temperatura serán entonces calculados como sigue:

$$\sigma_{s+t} = \frac{P_{s+t}}{An} + \frac{M_{s+t}}{Z} \qquad Z = I/c$$

GRAFICO 4.9.11
SECCION DE VIGA



PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES

ABSCISA: 20.71m.

TABLA 4.9.4

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA VIGA SECCION METALICA

FIG.	b (cm)	t (cm)	y (cm)	Área: (cm ²)	A x y (cm ³)	d (cm)	Inercia:lo (cm ⁴)	A x d ² (cm ⁴)
1	40.00	3.00	1.50	120.00	180.00	97.73	90.00	1 146 231.84
2	50.00	3.00	4.50	150.00	675.00	94.73	112.50	1 346 179.22
3	1.00	193.00	102.50	193.00	19 782.50	-3.27	599 088.08	2 058.70
4	12.00	1.00	160.40	12.00	1 924.80	-61.17	1.00	44 895.38
5	50.00	3.00	200.50	150.00	30 075.00	-101.27	112.50	1 538 220.84
6	30.00	3.00	203.50	90.00	18 315.00	-104.27	67.50	978 426.15
Σ				715.00	70 952.30		599 471.58	5 056 012.12

Fuente: Elaboración Propia

hvm =	205.00 cm	lacero =	5 655 483.71 cm ⁴
Yac =	99.23 cm	Zab =	56 991.40 cm ³
carr =	105.77 cm	Zarr =	53 471.65 cm ³
B =	240.00 cm		ancho colaborante tablero
t =	20.00 cm		espesor del tablero
n =	8.13		relación módulos elasticidad

TABLA 4.9.5
PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA VIGA SECCION 3n

FIG.	b (cm)	t (cm)	y (cm)	Área: (cm ²)	A x y (cm ³)	d (cm)	Inercia:lo (cm ⁴)	A x d ² (cm ⁴)
1			99.23	715.00	70 952.30	26.08	5 655 483.71	486 186.17
2	9.85	20.00	220.00	196.90	43 318.64	-94.69	6 563.43	1 765 454.33
Σ				911.90	114 270.94		5 662 047.14	2 251 640.50

b = Ancho equivalente (B/3n)

Ht =	230.00 cm.	I _{3n} =	7 913 687.64 cm ⁴
Y _{3n} =	125.31 cm.	Z _{ab} =	63 152.67 cm ³
ch =	104.69 cm.	Z _h =	75 591.94 cm ³
carr =	79.69 cm.	Z _{arr} =	99 306.44 cm ³

TABLA 4.9.6
PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA VIGA SECCION n

FIG.	b (cm)	t (cm)	y (cm)	Área: (cm ²)	A x y (cm ³)	d (cm)	Inercia:lo (cm ⁴)	A x d ² (cm ⁴)
1			99.23	715.00	70 952.30	54.64	5 655 483.71	2 134 271.61
2	29.54	20.00	220.00	590.71	129 955.93	-66.13	19 690.29	2 583 344.49
Σ				1 305.71	200 908.23		5 675 174.00	4 717 616.10

b = Ancho equivalente (B/n)

Y _n =	153.87	I _n =	10 392 790.09 cm ⁴
Y _n =	153.87	Z _{ab} =	67 543.06 cm ³
ch =	76.13	Z _h =	136 512.11 cm ³
carr =	51.13	Z _{arr} =	203 258.49 cm ³

Fuente: Elaboración Propia

NOTA: VER ANEXO COMPLETO 4.9.1

TABLA 4.9.7

ESFUERZO EN LAS SECCIONES (VER ANEXO 4.9.2)

SECCION ACERO	20.71	12.75	4.00
PRIMER ESTADO DE CARGAS: Carga muerta sobre el perfil estructural			
A (cm ²)	715.00	655.00	415.00
Y (cm)	99.23	99.00	101.17
I (cm ⁴)	5655483.71	5 065 532.55	2 655 152.26
Zab (cm ³)	56991.4	51 165.18	26 243.37
Zar (cm ³)	53471.65	47 789.63	27 141.64
SEGUNDO ESTADO DE CARGAS: Peso de acabados en sección compuesta (3n)			
SECCION 3n			
Y (cm)	125.31	126.97	137.48
I (cm ⁴)	7913687.64	7 288 499.74	4 361 658.99
Zab (cm ³)	63152.67	57 403.41	31 725.73
Zhor (cm ³)	75591.94	70 741.39	50 412.25
Zar (cm ³)	99306.44	93 406.14	70 898.44
TERCER ESTADO DE CARGAS: Carga viva más impacto en sección compuesta (n)			
SECCION n			
An (cm ²)	1305.71	1 245.71	1 005.71
Y (cm)	153.87	156.38	167.44
I (cm ⁴)	10392790.09	9 632 419.35	5 777 729.74
Zab (cm ³)	67543.06	61 596.46	34 505.63
Zhor (cm ³)	136512.11	130 838.70	102 157.79
Zar (cm ³)	203258.49	198 114.08	183 089.16

SOLICITACIONES			
Mcm (Kg-cm)	49754397.89	43 141 185.04	17 848 762.01
Mcp (Kg-cm)	12748875.22	11 054 331.04	4 573 498.01
Mcv+i (Kg-cm)	47728714.71	41 958 183.00	17 844 803.60

ESFUERZOS Grupo I				
fhor cp (Kg/cm ²)	6.92	6.41	3.72	
fhor cv+i (Kg/cm ²)	43.03	39.47	21.50	
fhor total (Kg/cm ²)	49.95	45.88	25.22	
far cm (Kg/cm ²)	930.48	902.73	657.62	
far cp (Kg/cm ²)	128.38	118.35	64.51	
far cv+i (Kg/cm ²)	234.82	211.79	97.47	
far total (Kg/cm ²)	1293.68	1 232.87	819.59	
fab cm (Kg/cm ²)	873.02	843.17	680.12	
fab cp (Kg/cm ²)	201.87	192.57	144.16	
fab cv+i (Kg/cm ²)	706.64	681.18	517.16	
fab total (Kg/cm ²)	1781.53	1 716.93	1 341.44	
ESFUERZOS Gr IV				
Ps+t (Kg/cm ²)	436134.14	436 134.14	436 134.14	
e	66.13	46.56	46.56	
Ms+t	28841944.81	20 305 061.37	20 305 061.37	
fhor s+t (Kg/cm ²)	26.	26.10	24.46	
far s+t (Kg/cm ²)	141.9	140.06	110.90	
fab s+t (Kg/cm ²)	427.02	450.47	588.46	
fp s+t (Kg/cm ²)	334.02	350.11	433.66	
fphor s+t (Kg/cm ²)	41.11	43.09	53.37	
fhor total (Kg/cm ²)	117.052	115.06	103.047	Esfuerzo en la losa
far total (Kg/cm ²)	1769.598	1723.032	1364.149	Esfuerzo en la fibra Superior
fab total (Kg/cm ²)	1874.526	1817.283	1496.236	Esfuerzo en la fibra Inferior

Fuente: Elaboración Propia

4.9.5.6. Chequeo de los esfuerzos

4.9.5.6.1. Chequeo de esfuerzos en el patín de compresión

Para acero ASTM A-588

$$F_y = 3\,515.41 \text{ Kg/cm}^2$$

SEGUN AASHTO 2002 TABLA 10.32.1A

$$F_b = \left(\frac{50 \times 10^6 * C_b}{S_{xc}} \right) \left(\frac{l_{yc}}{L} \right) \sqrt{0.722 \left(\frac{J}{l_{yc}} \right) + 9.87 \left(\frac{d}{L} \right)^2} \leq 0.55 * F_y$$

S_{xc} .- Módulo de sección eje x

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$

M₁.- Es el menor momento.

M₂.- Mayor momento final de la longitud no arriostrada de la viga.

M₁/M₂.- Positivo cuando los momentos causan curvatura reversa, negativo cuando la curvatura es simple.

C_b = 1 Para cantiléver no arriostrado, o en miembros donde en el tramo del segmento no arriostrado exista un momento mayor al de los extremos.

$$J = \frac{[(bt^3)_c + (bt^3)_t + Dtw^3]}{3}$$

b.- Ancho de los patines de compresión y tracción.

t.- Espesor de los patines.

l_{yc}.- Momento de inercia del patín de compresión alrededor del eje vertical en el plano del alma.

L.- Longitud no soportada.

d.- Altura de la viga.

TABLA 4.9.8
CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL PATIN

Abscisa	Mcm (tm)	M1/M2 Curva simple	Cb	bc	tc	Iyc (plg ⁴)	Sxc (plg ³)
0.00	0.000						
6.67	275.577	0.000	1.00	45.00	3.00	547.32	1712.08
13.33	441.573	0.624	1.00	45.00	3.00	547.32	2916.30
20.00	497.991	0.887	1.00	50.00	3.00	750.78	3263.04

Fuente: Elaboración Propia

Abscisa	D	tw	bt platabanda	t platabanda	bt refuerzo	t refuerzo	J (cm ⁴)
0.00	193.0	1.00					
6.67	193.0	1.00	35.00	3.00			784.33
13.33	193.0	1.00	40.00	3.00	35.00	3.00	1 144.33
20.00	193.0	1.00	50.00	3.00	40.00	3.00	1 324.33

Fuente: Elaboración Propia

Abscisa	L (plg)	J (plg ⁴)	d (plg)	Fb (psi)	Fb (max) (kg/cm ²)	fb (kg/cm ²)
0.00						
6.67	262.5	18.8	78.3	57 961.30	4 057.3	932.3
13.33	262.5	27.5	79.5	34 750.68	2 432.5	902.7
20.00	262.5	31.8	79.5	42 466.65	2 972.7	931.3

Fuente: Elaboración Propia

SEGUN AASHTO 1989 Para acero A-588

$$F_b = 1900 - 1,008 (L'/ b)^2$$

$$L' = S_d = 666.7 \text{ cm} \quad \text{Longitud no arriostrada}$$

$$t_1 = 3.0 \text{ cm}$$

$$t_2 = 3.0 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t}(\text{max}) = \frac{1021}{\sqrt{f_b(\text{cm})}} \quad \text{b.- ancho patín de compresión}$$

TABLA 4.9.9

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL PATIN SEGÚN AASHTO 1989

b	(b / t)	F _b	f _b	b / t(max)
50.0	16.7	1 720.8	930.5	33.5
45.0	15.0	1 678.7	946.1	33.2
40.0	13.3	1 620.0	1 058.2	31.4
35.0	11.7	1 534.2	932.3	33.4
30.0	10.0	1 402.2	970.7	32.8
20.0	6.7	779.9	657.6	39.8

Fuente: Elaboración Propia

4.9.5.6.2. *Chequeo de esfuerzos grupos I y IV*

Los esfuerzos que se han obtenido, en cada sección, no sobrepasan los esfuerzos admisibles que permiten los grupos I y IV.

4.9.5.6.3. *Chequeo de esfuerzos cortante*

$$F_v = 0.33 F_y = 1 160.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{v\text{max}} = 533.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v > f_v \quad ; \quad 1 160.1 > 533.82 \quad \text{OK}$$

4.9.6. RIGIDIZADORES

4.9.6.1. Rigidizadores transversales intermedios

4.9.6.1.1. Chequeo

$$a) \ tw \geq (D/150) \quad D = 193.00\text{cm}$$

$$D/150 = 1.29 \text{ cm}$$

$$tw_{\text{real}} = 1.00 \text{ cm}$$

$$tw < D/150$$

$$0.80 < 1.20 \quad \text{Usar rigidizadores}$$

$$b) \ fv \leq Fv \quad Fv = \left(\frac{2265 * tw}{D} \right)^2 \leq \frac{Fy}{3} \quad \text{Art. 10.34.4.1 Ecu (10-25)}$$

$$Fv = 137.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy/3 = 1171.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$fv = 533.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$fv < Fv$$

$$533.80 > 137.73 \text{ Usar Rigidizadores.}$$

4.9.6.1.2. Espaciamiento

El espaciamiento ha sido adoptado, en función de la separación de los diafragmas, así como también de los rigidizadores y el esfuerzo de compresión en el patín, que depende de la distancia entre diafragmas.

Art. 10.34.4.2 Cuando los rigidizadores transversales intermedios sean requeridos, el espaciamiento de los rigidizadores debe ser tal que el esfuerzo cortante real no deberá exceder el valor dado por la siguiente expresión:

$$F_v = \frac{F_y *}{3} \left[C + \frac{0.87 * (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right] \quad \text{Art. 10.34.4.2 Ecu. (10-26)}$$

El máximo espaciamiento es limitado a:

$$d_{o\max} = 3D \leq D * \left(\frac{260}{D/tw} \right)^2 \quad K = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} \quad \text{Art. 10.34.4.2}$$

$$\frac{D}{tw} \leq \frac{6000\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \quad C = 1 \quad \text{Art. 10.34.4.2}$$

$$\frac{6000\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{D}{tw} \leq \frac{7500\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \quad C = \frac{6000\sqrt{k}}{\left(\frac{D}{tw}\right)\sqrt{F_y}} \quad \text{Art. 10.34.4.2}$$

$$\frac{D}{tw} \geq \frac{7500\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \quad C = \frac{4.5 \times 10^7 * k}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2 * F_y} \quad \text{Art. 10.34.4.2}$$

do .- espaciamiento del rigidizador intermedio

El espaciamiento del primer rigidizador de una viga simplemente apoyada, deberá ser tal que el esfuerzo cortante en el panel, no deberá exceder el valor dado por la siguiente expresión:

$$F_v = C * \frac{F_y}{3} \leq \frac{F_y}{3} \quad \text{Art. 10.34.4.3 Ecu. (10-29)}$$

El espaciamiento máximo es limitado a 1.5 D.

El momento de inercia de un rigidizador transversal con referencia a la mitad del plano del alma no será menor que:

$$I = d_o * tw^3 * j$$

Donde:

$$J = 2.5 * \left(\frac{D}{d_o}\right)^2 - 2 > 0.5 \quad \text{inercia admisible del rigidizador intermedio}$$

J.- Relación de rigidez requerida de un rigidizador intermedio a la placa del alma.

do.- Espaciamiento real entre rigidizadores.

D.- Altura no soportada del alma, entre alas

tw.- Espesor del alma.

La sección transversal bruta, de un rigidizador intermedio no deberá ser menor que:

$$A = \left[0.15 * B * D * tw(1 - C) \frac{fv}{Fv} - 18 * tw^2 \right] Y$$

Donde Y es la relación entre el límite de fluencia del alma y el del rigidizador.

B = 2.4 Para placa simple.

C.- La constante C es igual al esfuerzo cortante pandeo dividida por la tensión de fluencia de corte.

Para un rigidizador simple usado, el momento de inercia deberá calcularse respecto a la cara en contacto con el alma.

$$I_{real} = ta^3 / 3$$

Se hará un chequeo del espaciamiento:

D = 193.0 cm Altura de alma constante

tw = 1.0 cm

D/tw = 193.0

Fy = 3 515.4 kg/cm2 = 50 220.10 psi

\sqrt{Fy} = 224.1 psi

3D = 579.0 cm

$d_{o_{max}} = D * \left(\frac{260}{D/tw} \right)^2$ Art. 10.34.4.2

do(max)= 350.30 cm

TABLA 4.9.10

COMPROBACION DE ESPACIAMIENTOS DE RIGIDIZADORES

X (m)	do (cm)	k	$\frac{6000 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$	d / tw	$\frac{7500 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$	d / tw
0.000	65.00	49.08	187.57	193	234.47	
0.650	100.00	23.62	130.13		162.67	193
1.650	101.80	22.97	128.32		160.41	193
2.668	133.40	15.47	105.29		131.62	193
4.002	133.40	15.47	105.29		131.62	193
5.336	133.40	15.47	105.29		131.62	193
6.670						

Fuente: Elaboración Propia

do	C	(do/D) ²	Fv kg/cm ²	fv kg/cm ²	fv<Fv Ok
65.00	0.972	0.113	1138.9	533.8	Ok
100.00	0.568	0.268	1056.7	520.0	Ok
101.80	0.553	0.278	1051.0	498.7	Ok
133.40	0.372	0.478	962.6	477.0	Ok
133.40	0.372	0.478	962.6	448.6	Ok
133.40	0.372	0.478	962.6	420.2	Ok

1er Rig.

Art. 10.34.4.3

Fuente: Elaboración Propia

No hacen falta más chequeos, puesto que fv disminuye, y do y Fv se mantienen. Se acepta el espaciamiento dado.

4.9.6.1.3. Ancho del rigidizador

$$a = 51+(D/30) \text{ en mm} \qquad D = 1930 \text{ mm}$$

$$a = b / 4 \qquad b_{prom} = 45.0 \text{ cm}$$

$$51+(D/30) = 115.30 \text{ mm}$$

$$b / 4 = 11.30 \text{ cm}$$

$$a = 12.0 \text{ cm} \quad \text{mínimo}$$

4.9.6.1.4. *Espesor del rigidizador*

$$t \geq a / 16$$

$$t = 0.75 \text{ cm}$$

$$t = 0.80 \text{ cm} \quad \text{Adoptado}$$

4.9.6.1.5. *Área de rigidizador*

$$A = \left[0.15 * B * D * tw(1 - C) \frac{fv}{Fv} - 18 * tw^2 \right] Y \quad \text{Art. 10.34.4.7 Ecu (10-32)a}$$

$$B = 2.40 \text{ m}$$

$$D = 193.00 \text{ cm}$$

$$tw = 0.80 \text{ cm}$$

$$Y = 1.00$$

TABLA 4.9.11
ÁREA DE RIGIDIZADORES

C	(fv/Fv)	A (cm2)	A (cm)
0.972	0.469	-10.787	-13.48
0.568	0.492	0.288	0.36
0.553	0.475	0.281	0.35
0.372	0.496	5.778	7.22
0.372	0.466	4.748	5.93
0.372	0.437	3.716	4.65

Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Areal} = 12.0 \times 0.80 \times 9.60 \text{ cm}^2$$

Chequeamos con la inercia.

4.9.6.1.6. *Inercia del rigidizador*

$$I = do \cdot tw^3 \cdot J \quad \text{Art. 10.34.4.7 Ecu (10-31) y (10-32)}$$

$$J = 2.5 \cdot \left(\frac{D}{do}\right)^2 - 2 > 0.5$$

TABLA 4.9.12
INERCIA DE RIGIDIZADORES VS INERCIA MINIMA

Do (cm)	J	I min (cm4)	I real > I min	
65.00	20.04	666.96	Ok	Este va con a = 14 cm
100.00	7.31	374.39	Ok	Este va con a = 12 cm
101.80	6.99	364.11	Ok	Este va con a = 12 cm
133.40	3.23	220.81	Ok	Este va con a = 12 cm
133.40	3.23	220.81	Ok	Este va con a = 12 cm

Fuente: Elaboración Propia.

$$I_{real} = tw a^3 / 3 = 460.80 \text{ cm}^4$$

El primero rigidizador transversales serán de:

$$a = 14.0 \text{ cm}$$

$$I_{real} = 731.7 \text{ cm}^4$$

4.9.6.2. Rigidizador longitudinal

Antes de revisar lo concerniente a estos rigidizadores, debemos verificar si se requieren, haciendo el chequeo del espesor del alma.

4.9.6.2.1. Espesor del alma

Vigas no rigidizadas longitudinalmente

El espesor de la placa del alma de una viga, sin rigidizador longitudinal no será menor que lo determinado por la fórmula:

$$tw = \frac{D\sqrt{fb}}{6085} \quad \text{Art. 10.34.3.1 Ecu. (10-23)}$$

Pero en ningún caso menor que D/170

Art.10.34.3.1.2 Si el esfuerzo de compresión calculado en el patín, es igual al admisible el espesor del alma no será menor que:

$$D/170 \quad \text{Para } F_y = 2520.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (A-36)}$$

$$D/140 \quad \text{Para } F_y = 3\ 515.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (A 588)}$$

$$\text{Si suponemos que } fb = F_b = 1\ 933.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$D/140 = 1.38 \text{ cm}$$

$$tw = 1.0 \text{ cm} \quad \text{Adoptado}$$

$$tw < D/140 \quad \text{Usar rigidizadores}$$

1.00 < 1.38 Usar Rigidizadores

El espesor del alma no cumple con este requerimiento, por tanto se usará RIGIDIZADOR LONGITUDINAL.

Vigas rigidizadas longitudinalmente

El espesor de la placa del alma, de la viga, con rigidizador longitudinal, no será menor que el que se indica en la fórmula:

$$t_w = \frac{D\sqrt{f_b}}{12170} \quad \text{Art. 10.34.3.2 Ecu. (10-24)}$$

Pero en ningún caso, menor que D/340

Art. 10.34.3.2.2 Cuando el esfuerzo de flexión en el patín, es igual al admisible, el espesor del alma, rigidizada con rigidizadores transversales intermedios, en combinación con un rigidizador longitudinal, no será menor que:

D/330 Para $F_y = 2520.00 \text{ kg/cm}^2$ (A 36)

D/280 Para $F_y = 3515.40 \text{ kg/cm}^2$ (A 588)

$F_b = 1\,933.5 \text{ kg/cm}^2$ $F_b = 1294.40 \text{ kg/cm}^2$

D/280 = 0.69 cm $t_w = 0.57 \text{ cm}$

$t_w = 1.00 \text{ cm}$ Adoptado

4.9.6.2.2. *Rigidizador longitudinal*

El centro de la placa del rigidizador longitudinal estará ubicado a D/5, desde el patín de compresión.

El rigidizador longitudinal será tal que:

$$I = D \cdot t_w^3 \left[2.4 \cdot \left(\frac{d_o}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \quad \text{Art. 10.34.5 Ecu. (10-33)}$$

Donde:

I.- Mínimo momento de inercia del rigidizador longitudinal respecto a la cara en contacto con el alma

do.- Distancia entre rigidizadores transversales

Art. 10.34.5.2 El espesor del rigidizador longitudinal, t_s , no será menor que:

$$t_s \geq \frac{b' \sqrt{F_b}}{598}$$

Art. 10.34.5.2 Ecu. (10-34)

Donde:

b'.- Ancho del rigidizador.

fb.- Esfuerzo de compresión, calculado en el patín.

El Art. 10.34.5.3 El esfuerzo en el rigidizador, no será mayor, que el esfuerzo de flexión, del material usado en el rigidizador.

El Art. 10.34.5.4 nos indica que los rigidizadores longitudinales, son generalmente ubicados a un solo lado del alma. No necesita ser continuo, y pueden ser ubicados entre rigidizadores transversales, soldados a éstos.

El Art. 10.34.5.5 El esfuerzo de corte en el alma de la viga, cuando se use rigidizador longitudinal, será determinado de acuerdo con el Art. 10.34.4. (Rigidizador transversal intermedio)

ANCHO: $b' = 12.0 \text{ cm}$ Adoptamos el mismo ancho del rigidizador intermedio

$f_b = 1\,933.5 \text{ kg/cm}^2$ Tomamos el admisible

ESPESOR: $t_s = 0.88 \text{ cm}$

$t_s = 1.00 \text{ cm}$ Adoptado

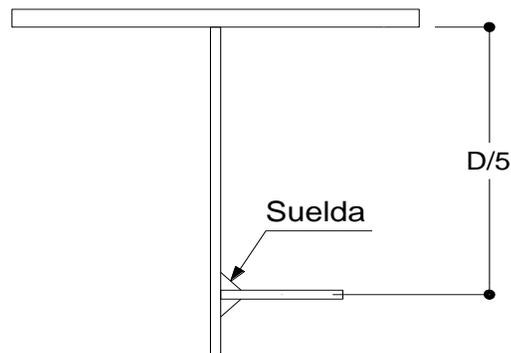
UBICACION

El rigidizador longitudinal, se ubicará a $D/5$, medido desde el patín de compresión.

$$D/5 = 38.60 \text{ cm}$$

GRAFICO 4.9.12

UBICACIÓN DE RIGIDIZADOR LONGITUDINAL



INERCIA MINIMA

$$I_{min} = D \cdot t_w^3 \left[2.4 \cdot \left(\frac{d_o}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \quad \text{Art. 10.34.5 Ecu. (10-3)}$$

$$d_o = 133.40 \text{ cm} \quad \text{Se tomará } d_o, \text{ donde } f_b \text{ es mayor. (En el CL)}$$

$$I_{min} = 196.20 \text{ cm}^4$$

$$I_{real} = t_w b'^3 / 3$$

$$I_{real} = 576.0 \text{ cm}^4$$

$$I_{real} > I_{min}$$

3)

4.9.6.3. Rigidizador de apoyo

Art. 10.34.6.1 Vigas Soldadas

Sobre los apoyos extremos de vigas de placa soldadas y sobre los apoyos intermedios de vigas continuas de placas soldadas, deberá haber rigidizadores. Ellos deberán extenderse hasta el borde de los patines (alas). Preferiblemente deberán ser hechos de placas ubicadas a ambos lados del alma.

Los rigidizadores de apoyo deberán ser diseñados como columnas y su conexión al alma deberá ser calculada para transmitir la reacción total de los apoyos.

Para rigidizadores constituidos por dos placas, la sección de la columna estará constituida por las dos placas mas una porción del alma, equivalente a 18 veces su espesor como máximo.

Cuando los rigidizadores consiste de 4 o más placas, la sección de columna consistirá en las cuatro placas mas la parte del alma entre los rigidizadores, más un ancho no mayor de 18 veces el espesor del alma.

El radio de giro deberá ser calculado respecto al eje que pasa a través del alma. Solo la parte de los rigidizadores que quede fuera de la soldadura de unión del alma-patín, será considerada efectivamente como apoyo.

El espesor de la placa del rigidizador de apoyo, no deberá ser menor que:

$$t'' \geq \frac{b'' \sqrt{F_b}}{578} \quad b'' \text{- ancho del rigidizador de apoyo.}$$

El esfuerzo admisible de compresión y la presión en el apoyo sobre los rigidizadores, no deberá exceder en la tabla 10.32.1A.

Cc = 126.10 Para Fy = 2520.0 kg/cm² (A 36)

Cc = 107.0 Para Fy = 3 515.4 kg/cm² (A 588)

Si $kL / r < C_c$

Podemos tomar el valor de $k = 1$

Esfuerzo admisible de compresión.

Para $F_y = 2520.0 \text{ kg/cm}^2$ $F_a = 1190 - 0.0371 \left(\frac{KL}{r} \right)^2$ (A 36)

Para $F_y = 3514.4 \text{ kg/cm}^2$ $F_a = 1650 - 0.0721 \left(\frac{KL}{r} \right)^2$ (A 588)

4.9.6.3.1. *Ancho del rigidizador*

El ancho del rigidizador está en función de los patines. El ancho real estará en relación al patín inferior, y esta depende del apoyo debajo de él (apoyo neopreno)

$b'' = (b - t_w) / 2$ b .- Ancho del patín en el apoyo

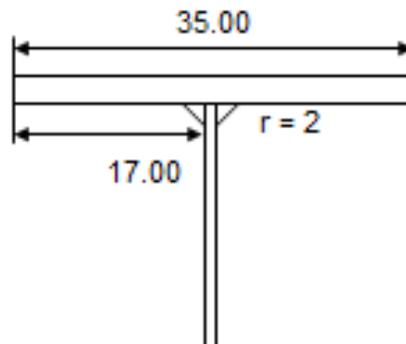
$b_i = 35.00 \text{ cm}$ Ancho patín inferior en apoyo

$t_w = 1.00 \text{ cm}$ Espesor del alma

$b'' = 17.00 \text{ cm}$ Ancho real rigidizador de apoyo

GRAFICO 4.9.12

ANCHO DE RIGIDIZADOR



Del ancho real del rigidizador de apoyo es efectivo el ancho que depende del patín superior descontando el alma y el recorte para la soldadura alma - patín. Ver gráfico

$b_s = 35.00 \text{ cm}$ Ancho patín superior

$r = 2.00 \text{ cm}$ Recorte en esquina del rigidizador por suelda alma-patín

$b''e = 15.00 \text{ cm}$ Ancho efectivo.

4.9.6.3.2. *Espesor del rigidizador*

$$t'' \geq \frac{b'' \sqrt{F_b}}{578}$$

Usamos $b'' = 17.0 \text{ cm}$

$F_y = 3\,515.4 \text{ kg/cm}^2$

$t'' = 1.74 \text{ cm}$

$t'' = 2.50 \text{ cm.}$ - adoptado Usar uno a cada lado del alma.

4.9.6.3.3. *Propiedades geométricas*

$$A = b''e * t''^2 + 18t_w * t_w$$

$A = 93.00 \text{ cm}^2$ Área del rigidizador

$I = \frac{t''b^3}{12} + \frac{18t_w^3}{12}$ b.- ancho patín inferior

$I = 1025.04 \text{ cm}^4$ Inercia de la sección

$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 3.32 \text{ cm}$ Radio de giro de la sección

$kL / r =$ Relación de esbeltez

$L = 193.00$ cm Altura alma apoyo (D)

k.- Coeficiente según tipo de arriostramiento, $k = 1$

$kL / r = 58.134$

$e = kL/r =$ esbeltez

$0 \leq e \leq 200$ Elementos Principales (Cuando se presenta una falla, inmediatamente falla la estructura)

4.9.6.3.4. Esfuerzos

El rigidizador de apoyo está sujeto a esfuerzos de compresión

ESFUERZO ADMISIBLE

Para acero ASTM A-588

$$F_a = 1650 - 0.0721 \left(\frac{kL}{r} \right)^2$$

$$F_a = 1406.336 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO REAL

$$f_a = V_t/A$$

$$V_t = 103.028 \text{ t}$$

$$f_a = 1107.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a < F_a \quad \text{Ok}$$

4.9.7. ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR

4.9.7.1. Especificaciones

En el Art.10.21.1 indica que es necesario investigar si se requiere arriostramiento lateral. Patines conectados a tableros de concreto u otro material de similar rigidez, no requiere arriostramiento lateral.

Art.10.21.2 Una presión horizontal de 244 Kg/m² será aplicada en el área expuesta de la superestructura en elevación. Un medio de esta fuerza será aplicada en el plano de cada patín.

Art.10.21.3 Cuando se requiera el arriostramiento lateral, deberá ubicarse en la cara exterior, entre diafragmas. Los arriostramientos serán ubicados cerca del plano del patín (ala), que vaya a ser arriostrada.

Art.10.21.6 el arriostramiento será de ángulos, otras formas o secciones soldadas. El menor ángulo será 3" x 2 .1/2"

4.9.7.2. Carga de viento

En el País no existen vientos de magnitud, por lo que adoptaremos una presión de viento menor a la especificada, mas con el fin de cuantificar los efectos de montaje que se producen en los arriostramientos.

$p_v = 160 \text{ kg/m}^2$ Presión de viento adoptada

4.9.7.3. Superficie de influencia y fuerza

La superficie será la parte lateral de la viga, donde actúa el viento.

$h_t = 2.05 \text{ m}$ Altura total viga

$L = 40.20 \text{ m}$ Longitud total de viga

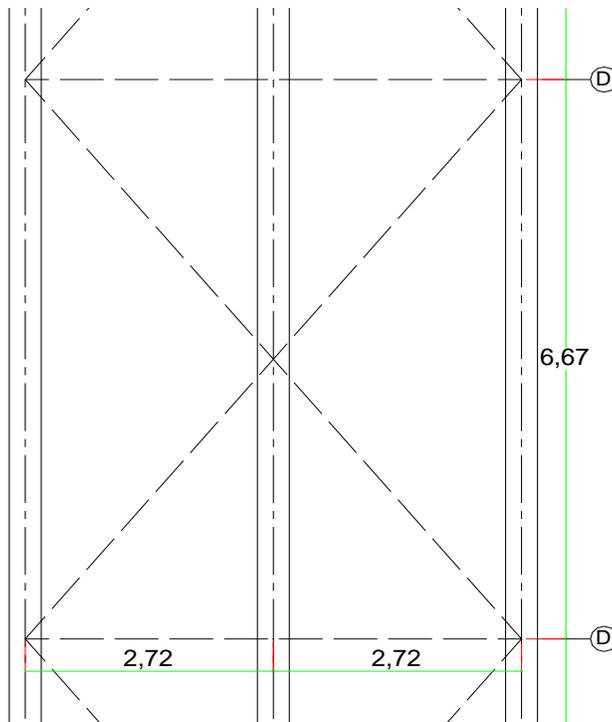
$A = 82.41 \text{ m}^2$ Área donde actúa el viento

FUERZAS DE VIENTO

$F_t = A \times p_v = 13185.60 \text{ kg}$ Fuerza total
 $R = F_t/2 = 6592.80 \text{ kg}$ Reacción en apoyos
 $T = R / \text{sen } \alpha =$ Fuerza viento en diagonal
 $a_t = 5.440 \text{ m}$ Separación vigas exteriores
 $S_d = 6.667 \text{ m}$ Separación entre diafragmas
 $L = 8.605 \text{ m}$ Diagonal (hipotenusa) del triángulo
 $\text{sen } \alpha = 0.632$
 $T = 10428.25 \text{ kg}$

GRAFICO 4.9.13

ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR



4.9.7.4. Esfuerzos en la diagonal

Como arriostramiento inferior, usaremos ángulos: L75x75x8

Art.10.21.6 Este artículo indica que el menor ángulo usado en arriostramiento es 3 x 2.1/2 plg.

A	=	11.50 cm ²	Área del ángulo
r	=	1.46 cm	Radio de giro del ángulo
La	=	430.24 cm	Longitud conectada ángulo
k	=	0.80 soldada	Coef. según tipo conexión
k La / r	=	235.75	Relación de esbeltez ángulo

CHEQUEO A TRACCIÓN:

$(kL/r)_{max} = 240$ Para miembros secundarios

En la tabla 10.32.1A, de esfuerzo admisible, indica que los miembros en tensión axial, con agujeros, deberán satisfacer los criterios de Sección bruta y Sección neta.

Fa	=	0.55 *Fy	Para sección bruta	1
Fa	=	0.5 *Fu	Para sección neta	2
Fa	=	27 000.0 psi	=	1 900.001 kg/cm ² 1
Fa	=	35 000.0 psi	=	2 462.964 kg/cm ² 2

Cuando el área de los agujeros, es más del 15%, deberá descontarse del área bruta, el área en exceso al 15%, determinándose el esfuerzo, según el criterio de área bruta.

Fa = 1 900.0 kg/cm² (0.55*Fy A-588)

En nuestro caso tenemos una perforación para perno de montaje, ya que la conexión será soldada.

Asumimos como área neta, el 85% del área bruta.

$$A_n = 0.85 \cdot A \quad \text{cm}^2 \quad \text{Área neta del ángulo}$$

$$A_n = 9.775 \text{ cm}^2$$

Art. 10.9.1 Indica que el área efectiva de un ángulo será el área neta del lado conectado más 1/2 del área del lado no conectado.

El área del ángulo restada la mitad del área del ala no conectada es menor.

$$A_n = 11.5 - ((7.5 - 0.8)/2) \times 0.8$$

$$A_n = 8.82 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo real

$$f_t = T/A_n = 1182.30 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible

$$F_a = 0.55F_y = 1900.0 \text{ kg/cm}^2 \quad F_a = 1394.80 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{A-36}$$

Para cargas de viento se puede aumentar el esfuerzo admisible en un 25%.- Tabla 3.22.1A Grupo II

$$F_{tadm.} = 2375.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{tadm.} = 1743.50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{A-36}$$

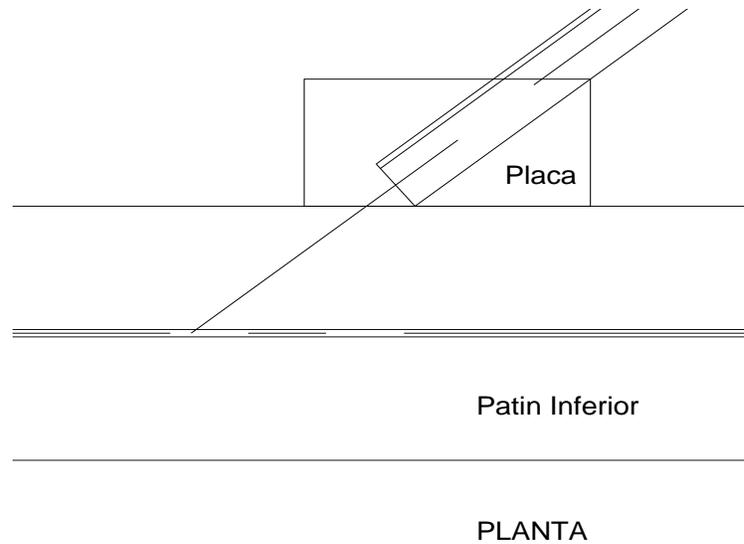
$$f_t < F_a \quad \text{Ok}$$

4.9.7.5. Conexión del arriostramiento inferior

Los ángulos del arriostramiento, se conectarán mediante soldadura a una placa que deberá a su vez soldarse al patín inferior.

GRAFICO 4.9.14

CONEXIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR



4.9.8. DIAFRAGMAS

4.9.8.1. Introducción

Art. 10.20.1 Los vanos entre vigas, serán provistos de diafragmas o marcos transversales, en los apoyos y en las partes intermedias se ubicaran a no más de 7.62 metros (25 pies). La altura de diafragmas será al menos 1/2 y de preferencia 3/4 del peralte de la viga. Los marcos transversales serán preferiblemente cruzados o tipo V.

Los marcos transversales o diafragmas de los extremos, serán proporcionados adecuadamente para transmitir todas las fuerzas laterales a los apoyos. Los marcos transversales intermedios deberán estar perpendiculares a los miembros principales cuando los soportes sean esviados más de 20 grados. Una conexión vertical a placas, tal como los rigidizadores transversales, unirá diafragmas o marcos transversales a la viga y deberá ser rigidizada conectándose a ambos patines, inferior y superior.

Marcos transversales y diafragmas, serán diseñadas para una fuerza horizontal de viento, descrita en el Art. 10.21.1

Art. 10.20.2.2 Diafragmas y Marcos transversales.- La máxima fuerza horizontal F_d en diafragmas o marcos transversales, se obtienen de la siguiente forma:

$$F_d = 1.14 \times W \times S_d \quad \text{con o sin arriostamiento lateral}$$

$$W = \text{Carga de viento a lo largo del ala exterior (inferior) Lb/pie}$$

$$S_d = \text{Separación de diafragmas en pies}$$

Art. 10.20.2 Una fuerza de viento de 244 Kg/m² será aplicada en el área de la superestructura en elevación. La mitad de esta fuerza será aplicada en el plano de cada ala.

En nuestro caso, ubicaremos marcos transversales entre vigas. Estos marcos, servirán en una primera etapa, antes de que el tablero sea colocado y alcance resistencia, para controlar, efectos de montaje, posicionamiento y vientos, en menor proporción.

Los diafragmas o marcos transversales, son importante, especialmente en una primera etapa, cuando se coloca el hormigón, ya que estos los que le dan soporte lateral a la viga, permitiendo que no pandee el patín de compresión a esfuerzos bajos.

Una vez que el tablero alcance resistencia, los marcos, actuarán para distribuir las cargas y hacer que las vigas trabajen en conjunto, especialmente si hay sobreesfuerzos. Igualmente las deflexiones son controladas por los diafragmas.

Eventualmente, los diafragmas o marcos de los extremos, absorberán cualquier efecto sísmico.

Usaremos marcos transversales en cruz y los cordones superior e inferior serán de doble ángulo, y las diagonales de ángulo simple.

En razón de que existe dificultad en cuantificar la fuerza que actúa en el diafragma, para seguridad, utilizamos la reacción de la fuerza de viento, en los apoyos.

4.9.8.2. Esfuerzos

Aplicamos directamente la reacción de viento al cordón:

CORDONES: 2L 75x75x8

A = 11.50 cm² Área de cada ángulo

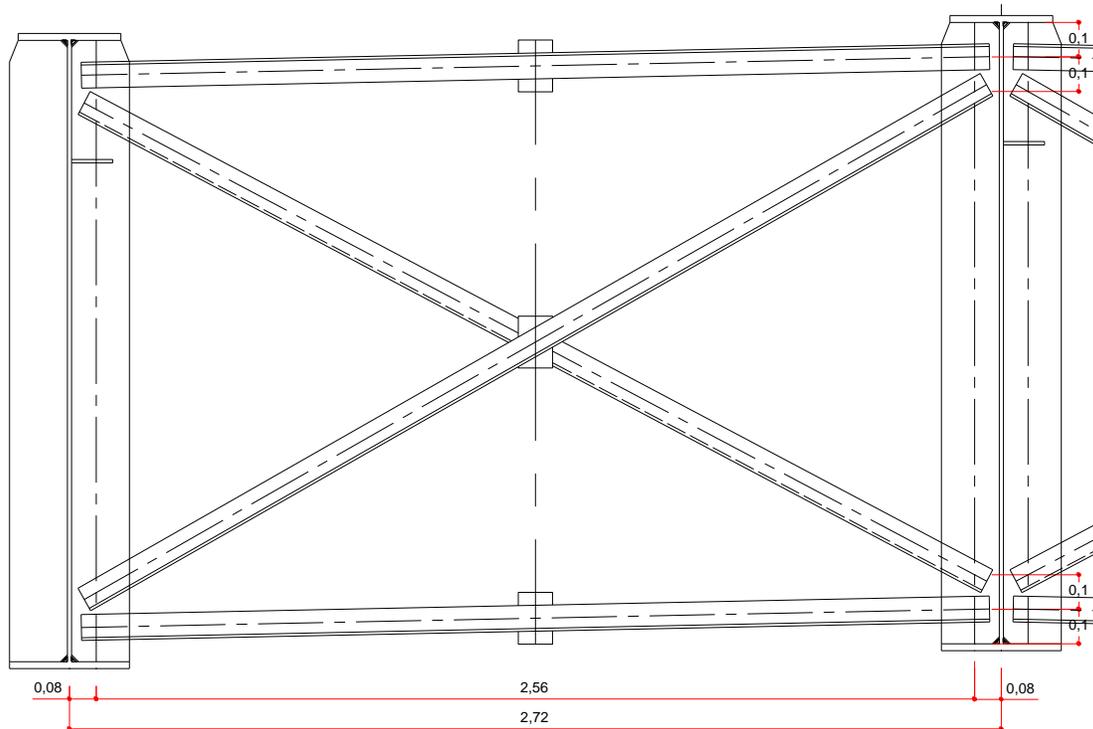
r_{min.} = 2.25 cm Radio de giro rx (conjunto) rx = 0.30 x h

La = 270.0 cm Longitud del cordón

$k = 0.80$ Para conexión soldada

$k L a / r = 96.00$ Relación de esbeltez

GRAFICO 4.9.15
DIAFRAGMAS



Esfuerzo admisible

$$F_a = 1.650.0 - 0,0721(k L / r)^2 \quad 1 \text{ (A 36)}$$

$$F_a = 1.188.0 - 0,0371(kL/r) \quad 2 \text{ (A 588)}$$

$$F_a = 1\ 141.30 \text{ kg/cm}^2 \quad 1 \text{ (A 36)}$$

$$F_a = 926.20 \text{ kg/cm}^2 \quad 2 \text{ (A 588)}$$

Para cargas de viento, incrementamos los esfuerzos adm. en 25 %

$$F_a = 1\ 015.1 \times 1,25$$

$$F_a = 1\ 157.80 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(A-36)}$$

Esfuerzo real

$$A = 23.00 \text{ cm}^2$$

$$f_a = 286.60 \text{ kg/cm}^2$$

ANGULO DEL CORDON

Chequeamos un (1) ángulo del cordón en su longitud no arriostrada

$$L' = 132.55 \text{ cm} \quad L_a/2$$

$$r_{\min} = 1.46 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro mínimo (un solo ángulo)}$$

$$k = 0.80$$

$$k L' / r = 73.97$$

Como la relación de esbeltez es menor que la del conjunto, trabaja el cordón como conjunto.

DIAGONALES: 1L 75x75x8

Las diagonales trabajarán exclusivamente a tracción. No son adecuadas para altos esfuerzos de compresión.

$$L_d = 330.00 \text{ cm}$$

$$k = 0.8$$

$$(kL/r)_{\max} = 240 \quad \text{Para miembros secundarios}$$

$$k L_d / r = 180.8 < 240 \quad \text{OK}$$

Fuerza admisible de tracción en la diagonal.

$$A_n = 11.50 \text{ cm}^2$$

$$T = 9730.00 \text{ kg}$$

Treacc < T

6 592.8 < 9 730.0 OK

4.9.9. CONECTORES DE CORTE

4.9.9.1. Introducción

Art. 10.38.2.1. El principal mecanismo usado en la unión de la viga y tablero con el propósito de desarrollar la resistencia a corte necesaria para producir la acción compuesta, estará acorde a las especificaciones de los respectivos materiales como provee la División II (Construcción). El conector de corte deberá ser del tipo que permita la compactación del concreto, tal que toda la superficie esté en contacto con el concreto. Deberá ser capaz de resistir ambos movimientos, horizontales y verticales entre el concreto y el acero.

Art. 10.38.2.2. La capacidad de los conectores de corte canales y stud (pernos), soldados a la viga esta dado en el Art.10.38.5. Los conectores de corte canal, deberán tener al menos 3/16" de soldadura de filete, tanto al pie como en la base del canal.

Art. 10.38.2.3. La distancia libre de recubrimiento del concreto, sobre la parte superior del conector de corte, no será menor que 5.0 cm. Los conectores deberán penetrar al menos 5.0 cm. sobre la parte inferior de la losa.

Art. 10.38.2.4. La distancia libre entre el borde del patín de la viga y el borde (extremo) del conector no será menor que 2.5 cm.

Art. 10.38.5.1. CORTE HORIZONTAL.

El máximo espaciamiento entre conectores de corte no deberá exceder 60.0 cm. Excepto sobre soportes interiores de vigas continuas donde un mayor espaciamiento puede ser usado, para evitar que los conectores sean localizados en donde se tengan altos esfuerzos en el patín de tensión.

La resistencia al corte horizontal será provista por el mecanismo de conectores de corte en la unión del tablero de concreto con la viga de acero. Los conectores de corte son dispositivos mecánicos colocados transversalmente al patín de la viga, espaciados a distancias regulares o variables.

Los conectores de corte deben ser diseñados por fatiga y chequeados por última resistencia

Art. 10.38.5.1.1. FATIGA.

La fluctuación del esfuerzo cortante horizontal, será calculada por la siguiente fórmula:

$$S_r = \frac{V_r * Q}{I}$$

Donde:

S_r- Fluctuación (rango, variación) de esfuerzo cortante horizontal en la unión de la losa y la viga, en el punto x.

V_r- rango (fluctuación) de corte de carga viva más impacto en la sección

El rango de corte deberá considerarse como la diferencia entre el mínimo y máximo corte de la envolvente, excluyendo las cargas muertas.

Q.- Momento estático respecto al eje neutro de la sección compuesta del área transformada de la sección de hormigón, sujeta a compresión o del área de acero de refuerzo embebido en el concreto para momento negativo.

I.- Momento de inercia de la sección compuesta, en las zonas de momento positivo, o el momento de inercia de la viga de acero, incluyendo o no el área de acero de refuerzo embebido en el concreto para momento negativo.

En lo indicado anteriormente el área de concreto en compresión transformada en área equivalente de acero, se obtiene dividiendo, el ancho colaborante para el valor de n.

El valor del cortante horizontal permisible Z_r , para un conector individual, es lo que sigue : (en libras).

Canales:

$$Z_r = B w$$

W.- longitud del conector de corte canal en plg., medido transversalmente al patín de la viga.

B.- constante, cuyo valor depende del número de ciclos de carga.

TABLA 4.9.13
CICLOS DE CARGA

No ciclos	B
100 000.0	4 000.0
500 000.0	3 000.0
2 000 000.0	2 400.0
> 2 000 000.0	2 100.0

Fuente: AASHTO 2002

El espaciamiento de los conectores para esfuerzo cortante se determina al dividir el cortante permisible horizontal de todos los conectores contenidos en la sección transversal de la viga ($\sum Zr$) para el rango de esfuerzo cortante horizontal Sr

$$d_o = \frac{\sum Zr}{Sr}$$

Art. 10.38.5.1.2. ULTIMA RESISTENCIA.

El número de conectores, calculados por fatiga, deberán ser chequeados para garantizar la resistencia final.

El número de conectores de corte requeridos debe ser igual o mayor al dado por la fórmula:

$$N1 = \frac{P}{\phi * Su}$$

N1.- Número de conectores de corte entre en punto de máximo momento positivo y el apoyo adyacente

Su.- Resistencia última del conector de corte.

ϕ .- Factor de reducción = 0,85

P.- Fuerza en el tablero, definida luego como P1 o P2

En los puntos de máximo momento positivo, la fuerza en el tablero es tomada como el menor de los valores de las fórmulas:

$$P1 = AsFy$$

$$P2 = 0,85 \times f'c \times b \times c$$

Donde: As.- Área total de acero incluido cubreplacas.

Fy.- Límite de fluencia según el acero usado.

f'c.- Esfuerzo de compresión del concreto a los 28 días.

- b.- Ancho de ala efectivo, dado en el Art. 10.38.3
- c.- Espesor del tablero de concreto.

La resistencia última del conector está dada como sigue:

Para canales:

$$Su = 550 \left(h + \frac{t}{2} \right) W \sqrt{f'c}$$

Donde: Su.- Resistencia última del conector de corte individual.

- h.- Espesor promedio del ala del canal.
- t.- Espesor del alma del canal.
- W.- Longitud del conector de corte canal.
- f'c.- Esfuerzo de compresión a los 28 días.

Art. 10.38.5.2. CORTE VERTICAL.

La intensidad de los esfuerzos cortantes unitarios en una sección compuesta pueden ser determinados en base a la consideración que el alma de la viga lleva el corte exterior total, omitiendo el efecto de las alas y el concreto. El corte puede asumirse como una distribución uniforme en el área del alma.

4.9.9.2. Cálculos

4.9.9.2.1. Fatiga

- do max = 60.0 cm
- B = 2400 para 2'000.000,0 ciclos
- W = 7.0 plg. (180 mm)

$$Z_r = 16\,800.0 \text{ lbs} = 7\,619.0 \text{ kg}$$

GRAFICO 4.9.16

CÁLCULO DEL RANGO DE CORTE V_r

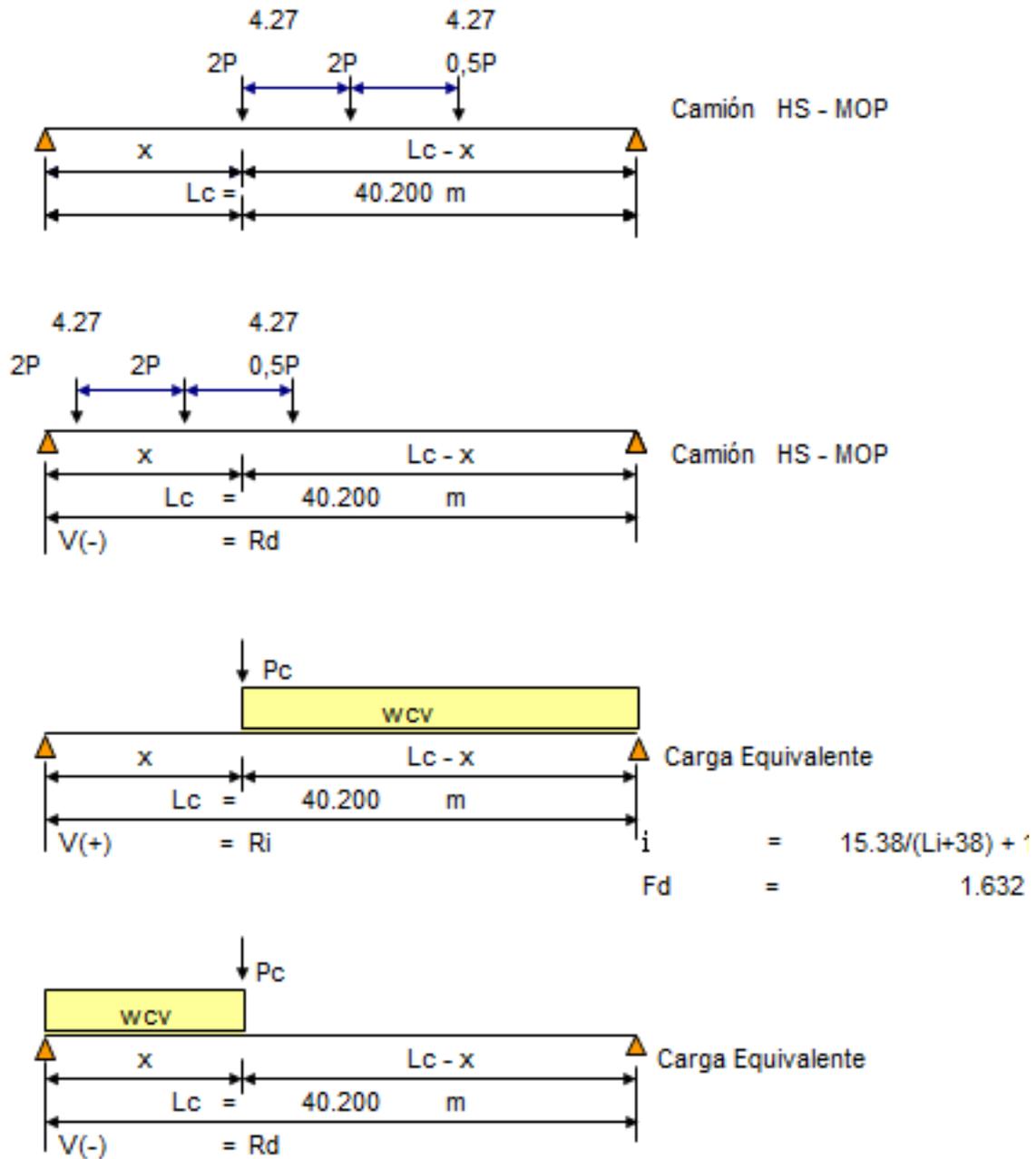


TABLA 4.9.14

RESUMEN RANGO DE CORTE

Rango de Corte

x (m)	Vcv+i(+) Viga (t)	Vcv+i(-) Viga (t)	Vr (kg)	Tipo de Carga
0.000	40.774	0.000	40 774.4	HS- MOP
4.000	36.728	1.677	38 404.6	HS- MOP
6.250	34.432	2.840	37 272.3	HS- MOP
8.750	31.864	4.323	36 186.9	HS- MOP
11.500	29.014	6.193	35 207.0	HS- MOP
12.750	27.709	7.128	34 837.0	HS- MOP
14.000	26.397	8.118	34 515.0	HS- MOP
16.500	23.754	10.263	34 017.3	HS- MOP
20.000	20.002	13.655	33 657.4	HS- MOP
20.710	19.233	14.401	33 633.7	HS- MOP

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 4.9.15

PROPIEDADES GEOMETRICAS

x (m)	y (cm)	Q (cm ³)	In (cm ⁴)
0.000	46.56	27 501.58	5 777 729.74
4.000	46.56	27 501.58	5 777 729.74
6.250	51.36	30 340.91	6 579 936.51
8.750	59.76	35 300.35	8 136 378.51
11.500	62.86	37 133.75	9 171 886.22
12.750	63.62	37 581.23	9 632 419.35
14.000	63.62	37 581.23	9 632 419.35
16.500	66.13	39 064.10	10 392 790.09
20.000	66.13	39 064.10	10 392 790.09
20.710	66.13	39 064.10	10 392 790.09

Fuente: Elaboración Propia.

$$y = y_c - y_n$$

$$t(\text{tablero}) = 0.20 \text{ m}$$

Espesor del tablero

$$B = 2.40 \text{ m}$$

Ancho colaborante: 12t

$$n = 8.126$$

Relación módulos elasticidad

$$Q = A_h n x y$$

$$A_h n = B x t / n = 590.709 \text{ cm}$$

TABLA 4.9.16

ESFUERZO RAZANTE Y ESPACIAMIENTO DE CONECTORES

x (m)	Sr (kg/cm)	d (cm)	Espaciamiento adoptado
0.000	194.08	39.26	S = 52 cm
4.000	182.80	41.68	S = 52 cm
6.250	171.87	44.33	S = 52 cm
8.750	157.00	48.53	S = 52 cm
11.500	142.54	53.45	S = 52 cm
12.750	135.92	56.06	S = 52 cm
14.000	134.66	56.58	S = 52 cm
16.500	127.86	59.59	S = 52 cm
20.000	126.51	60.22	S = 52 cm
20.710	126.42	60.27	S = 52 cm

Fuente: Elaboración Propia.

$$N = 38.70$$

$$N = 39.0 \text{ Número de conectores hasta el centro de luz}$$

4.9.9.2.2. *Comprobación por última resistencia*

$N = N = P / \phi Su$ Número de conectores

$P = \begin{cases} P1 = AsFy \\ P2 = 0,85xf'cxAc \end{cases}$ Tomamos el menor valor

$\phi = 0.85$

$Su =$ Resistencia última conector por cortante

$Su = 550 \left(h + \frac{t}{2} \right) W \sqrt{f'c}$ en lbs

Donde:

h.- espesor promedio ala del canal

t.- espesor del alma del canal

$f'c = 3982.364$ psi 280.0 Kg/cm²

$W = 7.0$ plg 17.78 cm.

Para C 100 x 50 mm : $t = 0.236$ plg 0.60 cm.

VIGAS UPN $h = 0.335$ plg 0.85 cm.

$Su = 110\ 060.0$ lbs

$Su = 49\ 913.8$ kg

$As = 415.0$ cm² (mínima)

$f'c = 280$ kg/cm²

$Fy = 4200.00$ kg/cm²

$t = 0.20$ m

$$B = 2.40 \text{ m}$$

$$P1 = 1\,743\,000.00 \text{ kg}$$

$$P2 = 1\,142\,400.00 \text{ kg}$$

$$N = 26.9 \text{ conectores.- Mantenemos diseño por fatiga}$$

$$N = 39.0 \text{ Asumido.}$$

4.9.10. ESTIMACION DE DEFLEXIONES

4.9.10.1. Introducción

Art. 10.6.1. El termino deflexión es usado aquí para indicar la deflexión estimada de acuerdo a las suposiciones de carga hechas en el cálculo de los esfuerzos.

Art. 10.6.2. Miembros de vanos simples o continuos, se diseñara de tal manera que la deflexión debida a la carga viva de servicio, mas impacto, no deberá exceder a $L/800$, exceptuando los puentes de zonas urbanas con áreas usadas para peatones, donde preferentemente se limitará a $L/1000$

Art. 10.6.3. La deflexión en voladizos, debido a la carga viva más impacto, se limitará a $L_v/300$, excepto cuando se incluya peatones, en cuyo caso la relación deberá ser $L_v/375$.

Art. 10.6.4. Cuando en los vanos se tengan marcos transversales o diafragmas suficientes en altura y resistencia para garantizar la distribución lateral de las cargas, la deflexión podrá ser calculada para las cargas estándar H o HS, considerando todas las vigas o largueros actuando conjuntamente y que tiene la misma deflexión.

Art. 10.6.5. El momento de inercia del área bruta de la sección transversal, deberá usarse en el cálculo de las deflexiones de vigas. Cuando éstas forman una sección compuesta, las cargas vivas pueden ser consideradas actuando sobre la sección compuesta.

Art. 10.38.6.1. Las disposiciones de los artículos 10.6, respecto a las deflexiones de carga viva más impacto, serán igualmente aplicadas a las trabes compuestas.

Art.10.38.6.2. Cuando las vigas no estén provistas de obra falsa, o cualquier otro tipo efectivo de apoyo intermedio, durante la fundición del tablero de concreto, la deflexión debida al peso del tablero y otras cargas muertas

permanentes, que actúen antes de que el concreto haya alcanzado el 75% de la resistencia específica a los 28 días, deberá calcularse en base a la sección no compuesta.

4.9.10.2. Cálculos

En el siguiente cuadro realizaremos un promedio de inercias y del momento de contracción y temperatura.

**TABLA 4.9.17
PROMEDIO DE INERCIAS Y MOMENTO DE CONTRACCION Y
TEMPERATURA**

de	a	L (m)	Iacero (cm ⁴)	I3n (cm ⁴)	In (cm ⁴)	Ms+t (kg-cm)
0.000	4.000	4.000	2 655 152.3	4 361 659.0	5 777 729.7	20 305 061.4
4.000	6.250	2.250	2 933 130.1	4 890 474.5	6 579 936.5	20 305 061.4
6.250	8.750	2.500	3 610 788.2	5 944 371.8	8 136 378.5	26 063 079.7
8.750	11.500	2.750	4 557 339.2	6 843 022.2	9 171 886.2	27 416 717.0
11.500	12.750	1.250	5 065 532.5	7 288 499.7	9 632 419.4	27 747 102.2
12.750	14.000	1.250	5 065 532.5	7 288 499.7	9 632 419.4	27 747 102.2
14.000	16.500	2.500	5 655 483.7	7 913 687.6	10 392 790.1	28 841 944.8
16.500	20.000	3.500	5 655 483.7	7 913 687.6	10 392 790.1	28 841 944.8
20.000	20.710	0.710	5 655 483.7	7 913 687.6	10 392 790.1	28 841 944.8
Promedio		20.710	4 316 365.6	6 443 821.2	8 560 892.3	25 608 764.3

Fuente: Elaboración Propia.

Deflexión en el centro de luz por carga distribuida

$$\Delta w = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

L = 4 020.0 cm

E = 2 039 567.6

Deflexión por carga puntual en el centro de luz

$$\Delta p = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I}$$

4.9.10.2.1. *Deflexión por carga muerta*

$$W_{cm} = 24.7 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta \text{ cm} = 9.5 \text{ cm}$$

4.9.10.2.2. *Deflexión por cargas posteriores*

$$W_{cp} = 6.3 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta \text{ cp} = 1.6 \text{ cm}$$

4.9.10.2.3. *Deflexión por contracción y temperatura*

$$M_{s+t} = 25608764.30 \text{ kg-cm}$$

$$\Delta \text{ s+t} = M_{s+t}x(L)^2/8xEI$$

$$\Delta \text{ s+t} = 3.0 \text{ cm}$$

4.9.10.2.4. *Deflexión total por cargas permanentes*

$$\Delta \text{ total} = 14.1 \text{ cm}$$

4.9.10.2.5. *Camber o contraflecha*

Art. 10.14. Las vigas deberán tener una contraflecha, para compensar las deflexiones por carga muerta y dar la curvatura vertical que se requiera.

Art. 10.15.3. Parte de la pérdida del camber es atribuida a las cargas de construcción. La pérdida total de la contraflecha ocurrirá meses después de estar en funcionamiento el puente. Consecuentemente, una porción del camber deberá incluirse en el diseño de contraflecha (aproximadamente 50%)

Debido a que el cálculo de deflexiones es una aproximación y que además existen errores de fabricación y montaje, se dará un camber parabólico de 250 mm. En el centro de luz.

GRAFICO 4.9.17
DIAGRAMA DE CAMBER

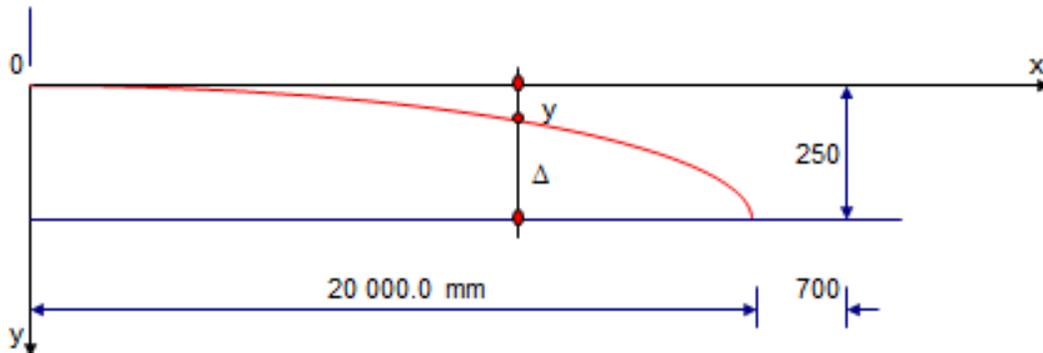


TABLA 4.9.18
ORDENADAS Y ABCSISAS

$$y = kx^2$$

$$k = 6.250E-07$$

x (mm)	y (mm)	Δ (mm)
0.0	0.0	250
3 000.0	5.6	244
6 000.0	22.5	228
9 000.0	50.6	199
12 000.0	90.0	160
15 000.0	140.6	109
18 000.0	202.5	48
20 000.0	250.0	0

4.9.10.2.6. *Deflexión por carga viva más impacto*

Por el camión HS - MOP

No vigas= 3

No vías = 2

$$i = 1.19$$

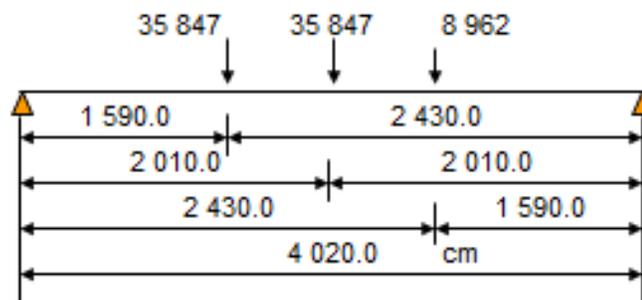
$$P_{eje} = 20\,000.0 \text{ kg}$$

$$P_{eje\Delta} = \frac{P_{eje} \cdot N^{\circ} \text{ vias}}{N^{\circ} \text{ vigas}} \cdot i$$

$$P_{eje\Delta} = 15932 \text{ kg}$$

GRAFICO 4.9.18

CARGA VIVA MAS IMPACTO



$$E = 2\,039\,567.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_n = 8\,560\,892.3 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{cv+i} = 2.67 \text{ cm}$$

Por la carga equivalente:

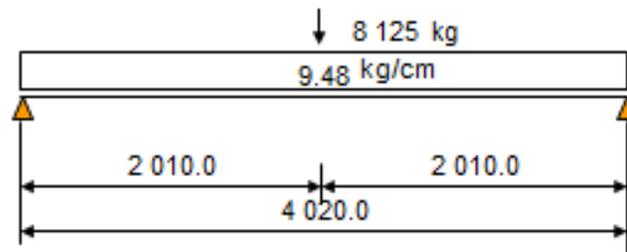
$$w_{cv} = 1.190 \text{ t/m / vía}$$

$$P_m = 10.200 \text{ t/vía}$$

$$w_{cv.-v} = 0.948 \text{ t/m / viga}$$

$$P_{m.-v} = 8.125 \text{ t/viga}$$

GRAFICO 4.9.19
CARGA EQUIVALENTE



$$\Delta_{cv+i} = 2.48 \text{ cm}$$

DEFLEXION ADMISIBLE

$$\Delta_{\max} = L / 800 = 5.03 \text{ cm}$$

$$\Delta_{cv+i} < D_{\max} \quad \text{OK}$$

4.9.11. CONEXIONES REALIZADAS POR MEDIO DE SOLDADURA

4.9.11.1. Introducción

Art.10.23 SOLDADURA

Art.10.23.1. Disposiciones Generales

Tanto el metal base que va a soldarse, como el material de soldadura y detalles de diseño de la soldadura, deberán estar conforme a los requerimientos de la American National Standards Institute (ANSI), American Association of State Highway Officials (AASHTO), American Welding Society (AWS D1.5), y subsecuentemente las Especificaciones ASSHTO para puentes.

Art. 10.23.1.2. Los símbolos de soldadura deberán estar de acuerdo con la última edición de American Welding Society Publication AWS A2.4.

Art. 10.23.1.3. La fabricación deberá estar acorde a los Art. 11.4 -División 2

Art. 10.23.2 MAXIMO TAMAÑO EFECTIVO DE SOLDADURA DE FILETE.

Art. 10.23.2.1. El máximo tamaño de un filete de soldadura que puede asumirse en el diseño de una conexión, deberá ser tal que el esfuerzo a través del espesor del material base adyacente, no deberá exceder el valor dado en el Art. 10.32. El máximo tamaño que puede ser usado a lo largo de las partes conectadas será:

(1) A lo largo del borde del material con espesor menor a 1/4 plgs; el máximo tamaño puede ser igual al espesor del material.

(2) a lo largo del borde del material de espesores mayores a 1/4 plgs; el máximo tamaño deberá ser 1/6 plgs. M menor que el espesor del material, salvo que el diseño de la soldadura indique como reforzada para igualar el espesor.

Art.10.23.3. LONGITUD EFECTIVA MINIMA DE SOLDADURA DE FILETE.

La mínima longitud efectiva de una soldadura de filete será cuatro veces su tamaño y en ningún caso menor que 1 1/2".

Art.10.23.4. REMATES EN LOS EXTREMOS DE SOLDADURA DE FILETE.

Las soldaduras de filete que soporten fuerzas de tensión, no paralelas al eje de la soldadura, que vayan a soportar esfuerzos repetidos, no terminaran en las esquinas de los elementos, sino que darán la vuelta, con el mismo tamaño, siempre que dicha vuelta pueda realizarse en el mismo plano. Las vueltas en los extremos se indicarán en los diseños y en el plano.

Art.10.23.5. SOLDADURA DE SELLO (O COSTURA).

La soldadura para sellar, deberán ser preferentemente continuas y capaces de combinar las funciones de sellamiento y resistencia.

Se cambiará de sección sólo cuando los requerimientos de resistencia, o los requerimientos de mínimo tamaño de filete, basados en el espesor de material así lo justifiquen.

Mínimo tamaño de soldadura de filete:

La dimensión mínima es la que se ajusta a la siguiente tabla.

La dimensión de la soldadura se determina por el mayor espesor de las partes conectadas, salvo que un mayor tamaño sea requerido por el cálculo de esfuerzos.

El tamaño de la soldadura no deberá ser mayor que el espesor de la parte más delgada que una.

TABLA 4.9.18
TAMAÑO DE SOLDADURA SEGÚN ESPESOR

Espesor del material más grueso de las partes a unirse	Mínimo tamaño de soldadura de filete en mm
Hasta 13 mm	5
de 13 a 19 mm	6
de 19 a 38 mm	8

Fuente: AASHTO 2002

Art. 10.32 Esfuerzos Admisibles

Art. 10.32.2 METAL SOLDADO

Salvo que se especifique lo contrario, el límite de fluencia y resistencia de los electrodos, debe ser igual o superar los valores mínimos especificados para el material base.

Los esfuerzos permisibles en las áreas efectivas de soldadura, serán como sigue:

Soldadura a Tope

Igual al metal base por unir, salvo que se trate de metales con diferente límite de fluencia en cuyo caso regirá el de menor resistencia.

Soldadura de Filete

$$F_v = 0.27 F_u$$

Donde:

F_v.- esfuerzo admisible de corte

F_u.- resistencia a tensión, según clasificación del electrodo, pero no mayor que la resistencia a tensión de la parte conectada.

4.9.11.2. Unión alma - patín

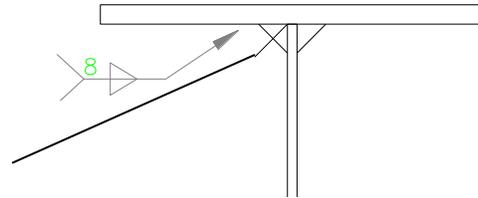
Usaremos electrodos E70

Esfuerzo admisible:

**GRAFICO 4.9.20
SOLDADURA**

$$F_v = 0,27 \times 70\,000.0$$

El área resistente de soldadura es la garganta



$$F_v = 18\,900.0 \quad \text{psi}$$

$$F_v = 1\,323.0 \quad \text{kg/cm}^2$$

Calculamos la resistencia para 1mm. de soldadura.

$$q_r = 0,1 \times 0,707 \times 1323,0 = 93.5 \quad \text{kg/cm}$$

q_r .- esfuerzo rasante horizontal admisible. (según electrodo).

$$q = VQ / I \quad \text{Esfuerzo cortante real: fuerza por unidad de longitud.}$$

Donde:

$$q = \text{Esfuerzo rasante horizontal real.}$$

$$V = \text{Cortante, según punto considerado.}$$

$$Q = \text{Momento estático del área separada.}$$

$$I = \text{Inercia en la sección considerada.}$$

De acuerdo a la expresión anterior, la sección más crítica será los apoyos ya que se tiene el mayor cortante y la menor inercia.

En puentes, debemos calcular el esfuerzo rasante real, en cada etapa.

4.9.11.2.1. Carga muerta

V_{cm}	=	49 552.5kg	
A_{ps}	=	105.0 cm ²	Patín superior
A_{pi}	=	105.0 cm ²	Patín inferior
I	=	2655152.30 cm ⁴	
y_s	=	96.33 cm	Para patín superior
y_i	=	99.67 cm	Para patín inferior
Q_s	=	10114.21 cm ³	Patín superior
Q_i	=	10465.79 cm ³	Patín inferior
q_{cms}	=	188.76 kg/cm	Esfuerzo rasante superior
q_{cmi}	=	195.32 kg/cm	Esfuerzo rasante inferior

4.9.11.2.2. Cargas posteriores

V_{cp}	=	12 697.1 kg	
A_{h3n}	=	196.9 cm ²	Area hormigón 3n
I_{3n}	=	4361659.0 cm ⁴	
y_c	=	76.52 cm	C.g. - área hormigón
y_s	=	60.02 cm	Patín superior
y_i	=	135.98 cm	Patín inferior
Q_s	=	21369.10 cm ³	Las áreas de patines inferior y superior se mantienen.

$$Q_i = 14277.90 \text{ cm}^3$$

$$q_{cps} = 62.20 \text{ kg/cm} \quad \text{Esfuerzo rasante superior}$$

$$q_{cpi} = 41.6 \text{ kg/cm} \quad \text{Esfuerzo rasante inferior}$$

4.9.11.2.3. *Carga Viva más impacto.*

$$V_{cv+i} = 36\,727.7 \text{ kg}$$

$$A_{hn} = 590.7 \text{ cm}^2$$

$$I_n = 5777729.7 \text{ cm}^4$$

$$y_c = 46.56 \text{ cm}$$

$$y_s = 30.06 \text{ cm}$$

$$y_i = 165.94 \text{ cm}$$

Las áreas de patines inferior y superior se mantienen.

$$Q_s = 30657.60 \text{ cm}^3$$

$$Q_i = 17424.0 \text{ cm}^3$$

$$q_{cvs} = 194.90 \text{ kg/cm}$$

$$q_{cvi} = 110.80 \text{ kg/cm}$$

4.9.11.2.4. *Esfuerzo rasante horizontal total.*

$$q_s = 445.8 \text{ kg/cm}$$

$$q_i = 347.6 \text{ kg/cm}$$

4.9.11.2.5. *Diseño de la soldadura de filete.*

De acuerdo al Art. 1.7.21 (B) AASHTO 1977, corresponde usar:

Tamaño de filete: 8 mm

Nº filetes 2

Resistencia del filete:

$q_r = 1\,496.6 \text{ kg/cm}$

$q_r > q_s \text{ OK}$

4.9.11.3. Unión tramo: alma - rigidizador de apoyo

$$R = Vt = 98\,977.4 \quad \text{kg}$$

De acuerdo al Art. 1.7.21 (B) AASHTO 1977, corresponde usar:

Tamaño de filete: 8 mm

Nº filetes 4

Resistencia del filete:

$$q_r = 2\,993.2 \text{ kg/cm}$$

Longitud de soldadura: 188.0 cm

Carga resistente de las soldaduras:

$$Pr = 562713.2 \quad \text{kg}$$

$$Pr > R \quad \text{OK}$$

4.9.11.4. Unión de tramos

La unión de tramos se hará con soldadura a tope, usando electrodos de mayor resistencia que el metal base. E70 - E80.

Se deberá hacer la preparación de las partes a unirse, mediante biseles, que según el espesor del material tendrá las dimensiones necesarias para la total penetración en el proceso de soldadura. Se debe llenar totalmente con el material del electrodo que se deposita, y en lo posible aumentar la dimensión, en espesor.

4.9.11.5. Unión de conectores de corte

De acuerdo al Art. 1.7.21 (B) AASHTO 1977, corresponde usar:

Tamaño del filete: 5 mm

Resistencia del filete:

$$q_r = 467.7 \text{ kg/cm}$$

Longitud del filete:

El conector tipo C, está soldado en todo su contorno:

$$l = 2 \times 18,0 + 2 \times 5,0 = 46.0 \text{ cm}$$

Fuerza resistente de la soldadura del conector:

$$F_r = 467.7 \times 46 = 21\,513.3 \text{ kg}$$

$$F_r > Z_r \quad Z_r = 7\,619.0 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

4.9.12. CALCULO DE LOS APOYOS ELASTOMERICOS

4.9.12.1. Generalidades

Un apoyo elastomérico es un elemento constituido parcial o completamente de elastómero y cuya finalidad es transmitir las cargas y acomodar los movimientos del puente y su estructura de apoyo.

Se hará el diseño de apoyos simples (conformado por elastómero solamente) y apoyos reforzados (conformados por placas alternadas de acero y elastómero), pegados entre sí.

Materiales con un módulo cortante superior a 14 Kg/cm² o una dureza nominal mayor que 60, no deben usarse en apoyos reforzados. Bajo ninguna condición, la dureza nominal debe exceder 70 o el módulo cortante 21 Kg/cm².

Las láminas internas de acero deberán ser samblasteadas y limpiadas de todo lo que contenga su superficie. (Herrumbre, escamas, rebabas mugre y no tener bordes agudos).

Apoyos con láminas de acero, deberán ser moldeados y unidos y vulcanizados bajo honda calorífica y presión. Estos deberán desarrollar un esfuerzo de desprendimiento de 40 lb/plg. (7,14 Kg/cm.). El esfuerzo de desprendimiento deberá ser realizado bajo la norma ASTM D429.

NOMENCLATURA

Eje longitudinal.- Eje del apoyo paralelo al eje longitudinal de las vigas del puente.

Eje transversal.- Eje del apoyo perpendicular al eje longitudinal.

A.- Área plana bruta, del apoyo

bf.- Ancho de la aleta de la viga de acero

Ec.- Módulo efectivo de compresión del elastómero, teniendo en cuenta la restricción de abultamiento. $E_c = 3G (1 + kS^2)$

Fy.- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo del apoyo elastómerico,
Kg/cm²

G.- Módulo de corte del elastómero, a 22,8 C, Kg/cm²

H.- Fuerza de corte de diseño del apoyo, en Kg. = $GADh/hrt$

hrt.- Espesor total del elastómero del apoyo, cm.

hri.- Espesor de la capa número i del apoyo, cm.

hs.- Espesor de una lámina de acero de refuerzo.

k.- Constante que depende de la dureza del elastómero.

L.- Dimensión total del apoyo rectangular, paralelo al eje longitudinal, cm.

P.- Carga de compresión sobre el apoyo

S.- Factor de forma de una capa de apoyo. Es la relación entre el área plana y el área del perímetro libre por abultamiento.

$$\frac{LW}{2hri(L+W)} \quad \text{Para apoyos rectangulares sin huecos}$$

tf.- Espesor del ala de la viga de acero.

W.- Dimensión total del apoyo rectangular, paralelo al eje transversal, cm.

δ .- Deformación instantánea por compresión del apoyo, cm.

Δh .- Movimiento horizontal total de la superestructura, medido desde el estado en el cual el apoyo no se ha deformado, cm.

Δs .- Deformación por corte del apoyo, en una dirección, desde el estado no deformado, teniendo en cuenta la flexibilidad del apoyo, cm.

ϵ_{ci} .- Deformación instantánea de compresión en la capa i del elastómero (Cambio de espesor dividido para el espesor sin esfuerzo).

θ .- Rotación relativa de las superficies superior e inferior del apoyo, rad.

θ_{sx} .- Rotación de servicio debido a la carga total, respecto al eje transversal.

n .- Número de capas interiores de elastómero

Γ .- Longitud del apoyo si la rotación es alrededor del eje transversal y ancho del apoyo si la rotación es alrededor del eje longitudinal.

$h_{m\acute{a}x}$.- Espesor de la capa con más espesor en el apoyo elastómero, cm.

TL.- Carga total

LL.- Carga viva

x.- Referente al eje transversal

z.- Referente al eje longitudinal

σ_s .- P/A esfuerzo de compresión de servicio promedio, debido a la carga total, Kg/cm²

σ_L .- Esfuerzo de compresión promedio debido a carga viva, Kg/cm²

ΔFTH .- Umbral constante de amplitud de fatiga para la Categoría A especificada en el Art. 6.6

4.9.12.2. Diseño de los apoyos

4.9.12.2.1. Apoyos elastómericos reforzados

Solicitaciones

$$R_{cm} = 62.250 \text{ t} \quad 62249.645 \text{ Kg}$$

$$R_{cv} = 34.127 \text{ t} \quad 34127.140 \text{ Kg}$$

$$R_{total} = 96.377 \text{ t} \quad 96376.785 \text{ Kg}$$

Dimensiones

$$b_w = 35.0 \text{ cm} \quad \text{Ancho patín de viga metálica en apoyo}$$

$$W = 35.0 \text{ cm} \quad \text{Ancho de neopreno adoptado}$$

$$\sigma_{adm} = 110 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo admisible inicial por compresión adoptado}$$

$$G = R_t / s_{adm} \times W$$

$$G = 25.03 \text{ cm}$$

$$G = 35.0 \text{ cm} \quad \text{Adoptado}$$

Deformación por corte:

Desplazamiento de superestructura

a) por temperatura

$$\Delta t = 20.00 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\alpha = 1.125\text{E-}05 \quad \text{Coeficiente dilatación temperatura}$$

$$L_v = 4\ 000.00 \text{ cm} \quad \text{Longitud total de viga}$$

$$\delta t (+) = L \alpha \Delta t = 0.90 \text{ cm}$$

$$\delta t (-) = 0.90 \text{ cm}$$

c) total

$$\delta \text{ total} = 1.80 \text{ cm}$$

$$\Delta s = 1.80 \text{ cm}$$

$$h_{rt} \geq 2 \Delta s$$

$$h_{rt} \geq 3.60 \text{ cm}$$

$$h_{ri} = 1.60 \text{ cm} \quad \text{Espesor de una capa}$$

$$n = 3 \quad \text{Número de capas}$$

$$h_{rt} = 4.80 \text{ cm} \quad \text{Altura total de las capas de neopreno}$$

Esfuerzo de compresión:

$$\text{Dureza} = 60.00^\circ$$

$$G = 11.00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Módulo de corte del elastómero}$$

$$S = LW/2h_{ri}(L+W) \quad \text{Para apoyos rectangulares sin huecos}$$

$$S = 5.47 \quad \text{Factor de forma}$$

$$\sigma_s \leq 1,66 GS \quad \text{Esfuerzo de compresión admisible para carga total}$$

$$\sigma_L \leq 0,66 GS \quad \text{Esfuerzo de compresión admisible para carga viva}$$

$$\sigma_{s \text{ adm}} = 99.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{L \text{ adm}} = 39.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 78.67 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{s \text{ adm}} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_L = 27.86 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{L \text{ adm}} \quad \text{OK}$$

Deflexión por compresión:

$$\sigma_s = 1\,119.21 \text{ psi} = 7.723 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{ci} = 5.50 \%$$

$$\delta h = 0.26 \text{ cm} = 2.6 \text{ mm}$$

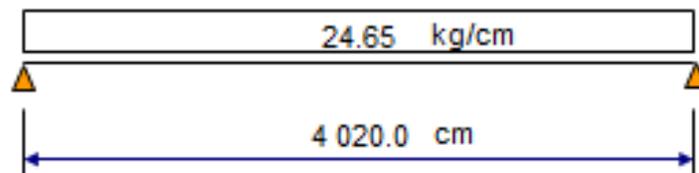
$$\delta_{\text{adm}} = 3.20 \text{ mm}$$

Compresión y Rotación combinadas:

Rotación:

GRAFICO 4.9.21

GIRO POR CARGA MUERTA



$$E = 2\,039\,567.6 \text{ kg/cm}^2$$

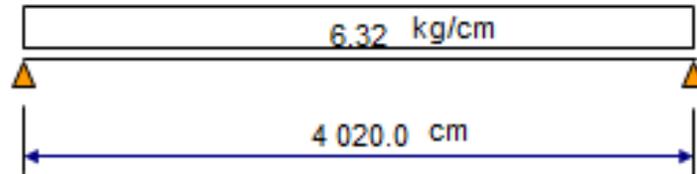
$$I_{3n} = 4316365.6 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia sección acero}$$

$$\theta_{sx \text{ cm}} = \frac{L^3 \cdot C_p}{24 \cdot E \cdot I_{3n}}$$

$$\theta_{sx \text{ cm}} = 0.00758 \text{ rad.} \quad \text{Giro por carga muerta}$$

GRAFICO 4.9.22

GIRO POR CARGA POSTERIORES



$$E = 2\,039\,567.6 \text{ kg/cm}^2$$

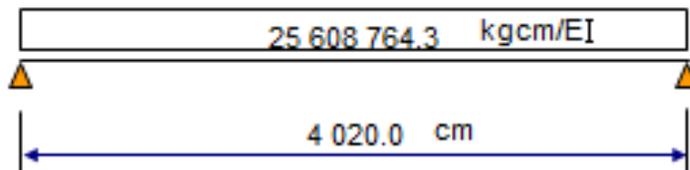
$$I_{3n} = 6443821.2 \text{ cm}^4$$

$$\theta_{sx\ cp} = L^3 \cdot C_p / 24 \cdot E \cdot I_{3n}$$

$$\theta_{sx\ cp} = 0.00130 \text{ rad. Giro por cargas posteriores}$$

GRAFICO 4.9.23

GIRO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA



$$E = 2\,039\,567.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_n = 8\,560\,892.3 \text{ cm}^4$$

$$\theta_{sx\ s+t} = L \cdot C_{s-t} / 2 \cdot E \cdot I_n$$

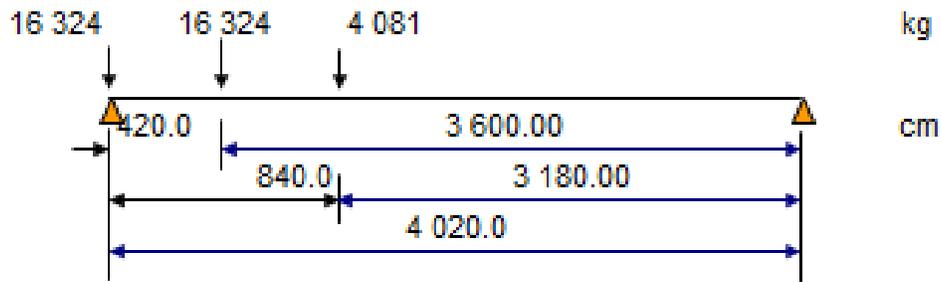
$$\theta_{sx\ s+t} = 0.00295 \text{ rad. Giro por contracción y temperatura}$$

Giro por carga viva

Usamos la carga del camión:

- Fd = 1.632 Factor de Distribución
- Pr = 10.00 t Carga de rueda
- P' = 16 324 kg Carga viva puntual/viga
- P'/4 = 4 081kg

GRAFICO 4.9.24
GIRO POR CARGA VIVA



- E = 2 039 567.6 kg/cm²
- In = 8560892.3 cm⁴
- $\theta_{sx cv} = 0.000633 \text{ rad}$ Giro por carga viva
- $\sigma_s > 1,0GS[\theta_s / n]$ $[\Gamma / hri]^2$

Los apoyos rectangulares que estén sujetos a deformación por cortante, deberán también satisfacer lo siguiente:

$$\sigma_s < 1,875 GS [1 - 0,200 [\theta_s / n] [\Gamma / hri]]$$

Resumen de Giros

- $\theta_{sx\ cm} = 0.00758 \text{ rad.}$ Giro por carga muerta
- $\theta_{sx\ cp} = 0.00130 \text{ rad.}$ Giro por cargas posteriores
- $\theta_{sx\ s+t} = 0.00295 \text{ rad.}$ Giro por contracción + temperatura
- $\theta_{sx\ cv} = 0.00063 \text{ rad.}$ Giro por carga viva
- $\theta_{sx} = 0.01246 \text{ rad.}$ Giro total carga muerta, acabados, contracción + temperatura, viva

$\sigma_{s\ min} = 119.6 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{s\ máx} = 110.7 \text{ kg/cm}^2$

Estabilidad

$\sigma_s \leq G / (2A - B)$

$$A = \frac{1.92 * (hrt/L)}{S * \sqrt{1+(2*L/w)}} \quad B = \frac{2.67}{S*(S+2)*[1+(L/(4w))]}$$

$A = 0.0278$

$B = 0.0523$

$\sigma_s \leq 3\ 331.4 \text{ kg/cm}^2$ Usar: 99.9 kg/cm^2

Refuerzo

$F_y = 2\ 536 \text{ kg/cm}^2$ Límite de fluencia del acero

$h_s \geq 3\ h_{máx\ ss} / F_y$

$h_{s\ mín} = 0.149 \text{ cm}$

$h_s = 0.200 \text{ cm}$ Espesor de lámina de acero adoptado

$n_s = 2$

Número de láminas de acero

Resultado final:

Neopreno dureza 60°

$L = 35.0 \text{ cm}$

$W = 35.0 \text{ cm}$

$h_{ri} = 1.60 \text{ cm}$

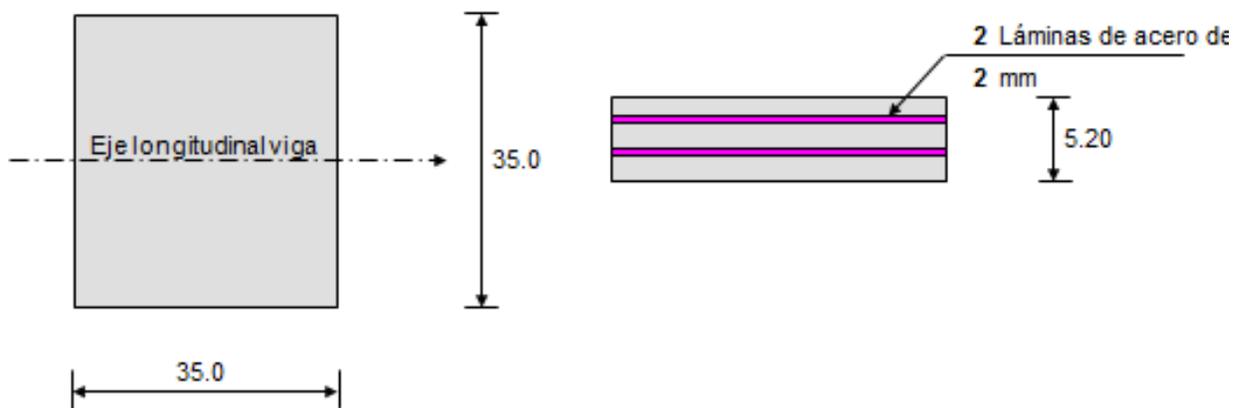
Número capas $n = 3$

Espesor lámina acero 2 mm

Altura total apoyo 5.20 cm .

GRAFICO 4.9.25

NEOPRENO



4.10. INFRAESTRUCTURA

4.10.1. ESTRIBOS

Los estribos son los apoyos extremos de la infra estructura que cumple doble finalidad de contener los rellenos de acceso y servir como apoyo de la superestructura, también se conoce como estribos a las estructuras que se colocan al inicio y al final del puente.

Su diseño toma las características definidas para los muros de contención, de tal forma que puedan ser concebidos como muros de gravedad, en voladizos o en contra fuertes. En la gran mayoría de los casos el material predominante para esta estructura es el hormigón armado.

Existen diferentes tipos de estribos:

- Estribo corto.- están ubicados cerca de la parte superior de los rellenos, utilizados como acceso al puente.
- Estribo de profundidad parcial.- están ubicados aproximadamente a la mitad de la profundidad de la pendiente frontal del terraplén de acceso. Para este muro se debe prever que sea posible realizar inspecciones.
- Estribo de profundidad total.- están ubicados aproximadamente en el frente de la base del terraplén de acceso.
- Estribo Integral.- están rígidamente unidos a la superestructura y son soportados por zapatas o fundaciones profundas, capaces de permitir los movimientos horizontales necesarios.

4.10.2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Los siguientes parámetros fueron utilizados para el diseño de la infraestructura

- Nivel de Cimentación zapata: 2,929.437 msnm
- Peso específico del suelo. 1,80 t/m³
- Coeficiente de presión activa del relleno: $K_a = 0,278$

- Factor de seguridad al volcamiento: 2,00
- Factor de seguridad al deslizamiento: 1,50
- Coeficiente de rozamiento suelo hormigón: 0,625
- Resistencia del Hormigón: $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia del Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

4.10.2.1. Geometría de los estribos

DATOS:

$A_e = 8.50 \text{ m}$	Ancho del estribo:
$N_r = 2\,939.337 \text{ m}$	Cota rasante:
$N_c = 2\,929.437 \text{ m}$	Cota cimentación de Zapata
$H_s = 2.342 \text{ m}$	Altura de superestructura (2.331 m.) + el neopreno (0.052 m.)
$H_e = 9.900 \text{ m}$	Altura del estribo
$P_t = 2.00 \%$	Pendiente Transversal: un lado
$N_n = 2\,931.202 \text{ msnm}$	Nivel natural del terreno
$N_v = 3$	Número de vigas
$S_v = 2.720 \text{ m}$	Separación vigas
$P_r = 10.000 \text{ t}$	Carga de rueda. HS - MOP
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	Hormigón
$F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$	Acero de refuerzo
$b = 0.350 \text{ m}$	Ancho del patín viga Acero

GRAFICO 4.10.1
ELEVACION FRONTAL

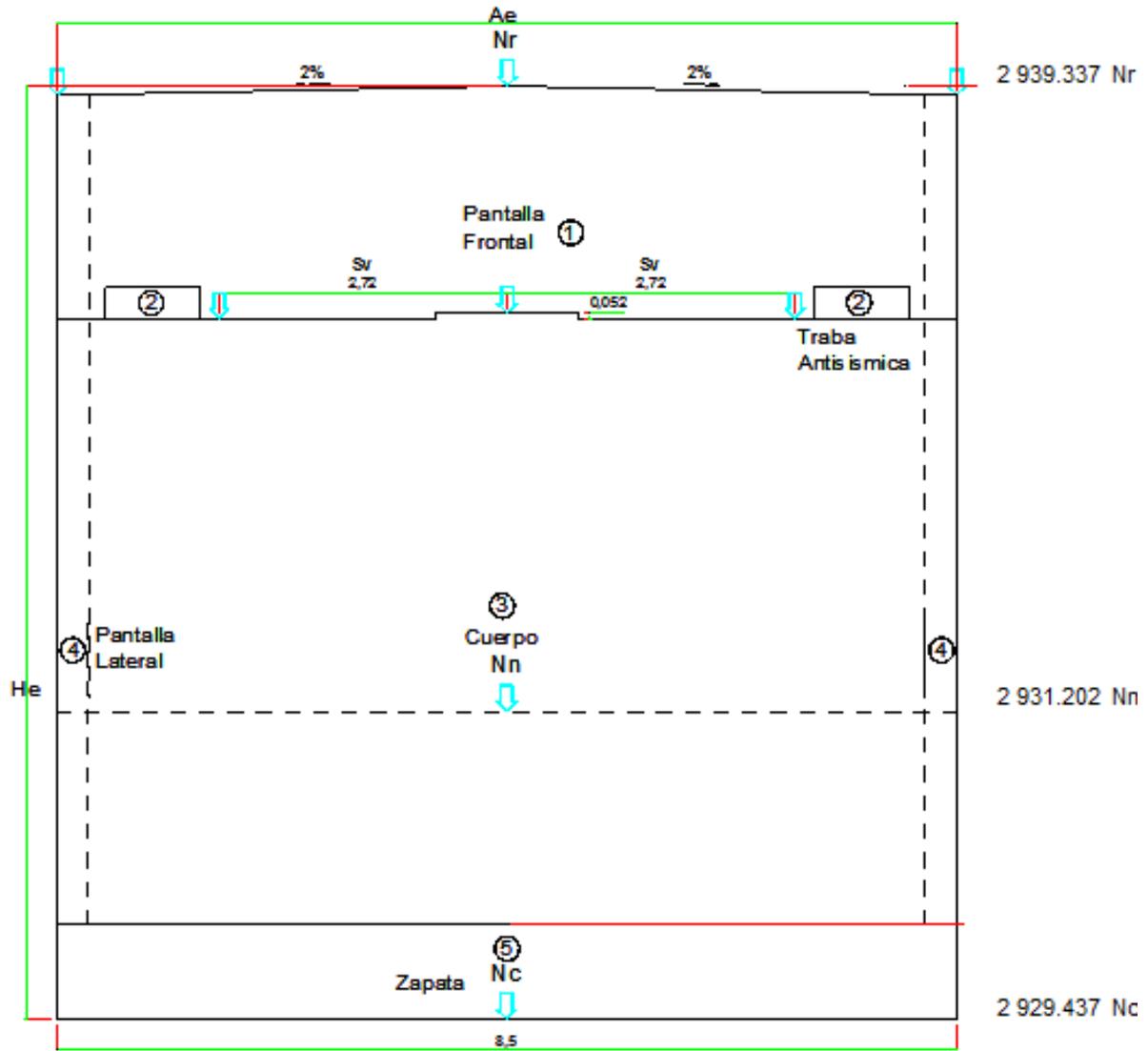


GRAFICO 4.10.2
VISTA EN PLANTA

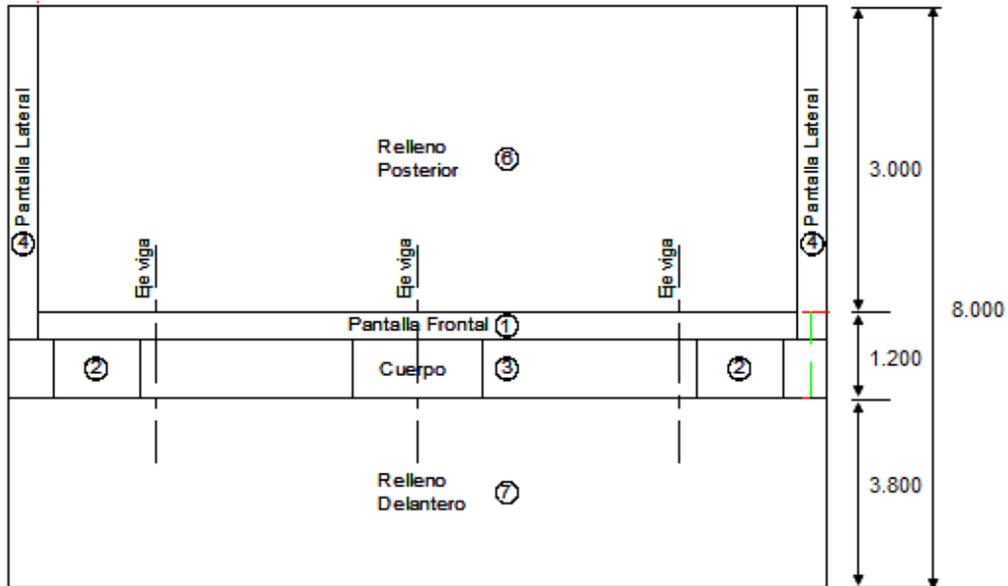
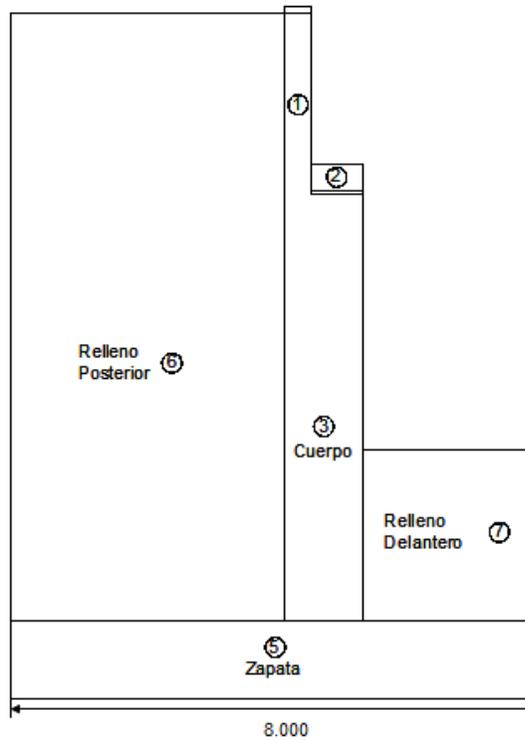


GRAFICO 4.10.3
VISTA LATERAL



4.10.2.2. Cargas.

4.10.2.2.1. Carga Muerta

CORTE DE CARGA MUERTA + CARGAS PERMANENTES (Del diseño de vigas)

$$V_{cper} = 62.250 \text{ t}$$

$$N^{\circ} \text{ vigas} = 3.000 \text{ u}$$

REACCION EN LOS EXTREMOS: 186.75 t

$$\text{Tomar } R_{cm} = 187.00 \text{ t}$$

SUPERESTRUCTURA

CARGA MUERTA

$$R_{cm} = 187.000 \text{ t} \quad \text{Reacción de carga muerta por Estribo.}$$

4.10.2.2.2. Carga Viva

$$L_t = 40.000 \text{ m} \quad \text{Longitud total del tramo}$$

$$L_c = 40.200 \text{ m} \quad \text{Luz de cálculo}$$

Camión

$$P_r = 10.000 \text{ t} \quad \text{Carga de rueda HS MOP}$$

$$N_{vías} = 2 \quad \text{Número de vías}$$

$$R_{cv/vía} = 41.813 \text{ t} \quad \text{Reacción de carga viva/vía}$$

$$R_{cv/viga} = \frac{R_{cv/vía} * F_d}{2} * 3$$

$$R_{cv/viga} = 102.339 \text{ t/Est.} \quad \text{Reacción de carga viva/Estribo}$$

Carga equivalente:

wcv = 1.190 t/m Carga viva uniforme

Pc = 14.750 t Carga viva puntual

Rcv/vía= 38.669 t

$$Rcv/viga = \frac{Rcv/vía * Fd}{2} * 3$$

Rcv/viga= 94.643 t/Est.

GRAFICO 4.10.4
GEOMETRIA DEL ESTRIBO

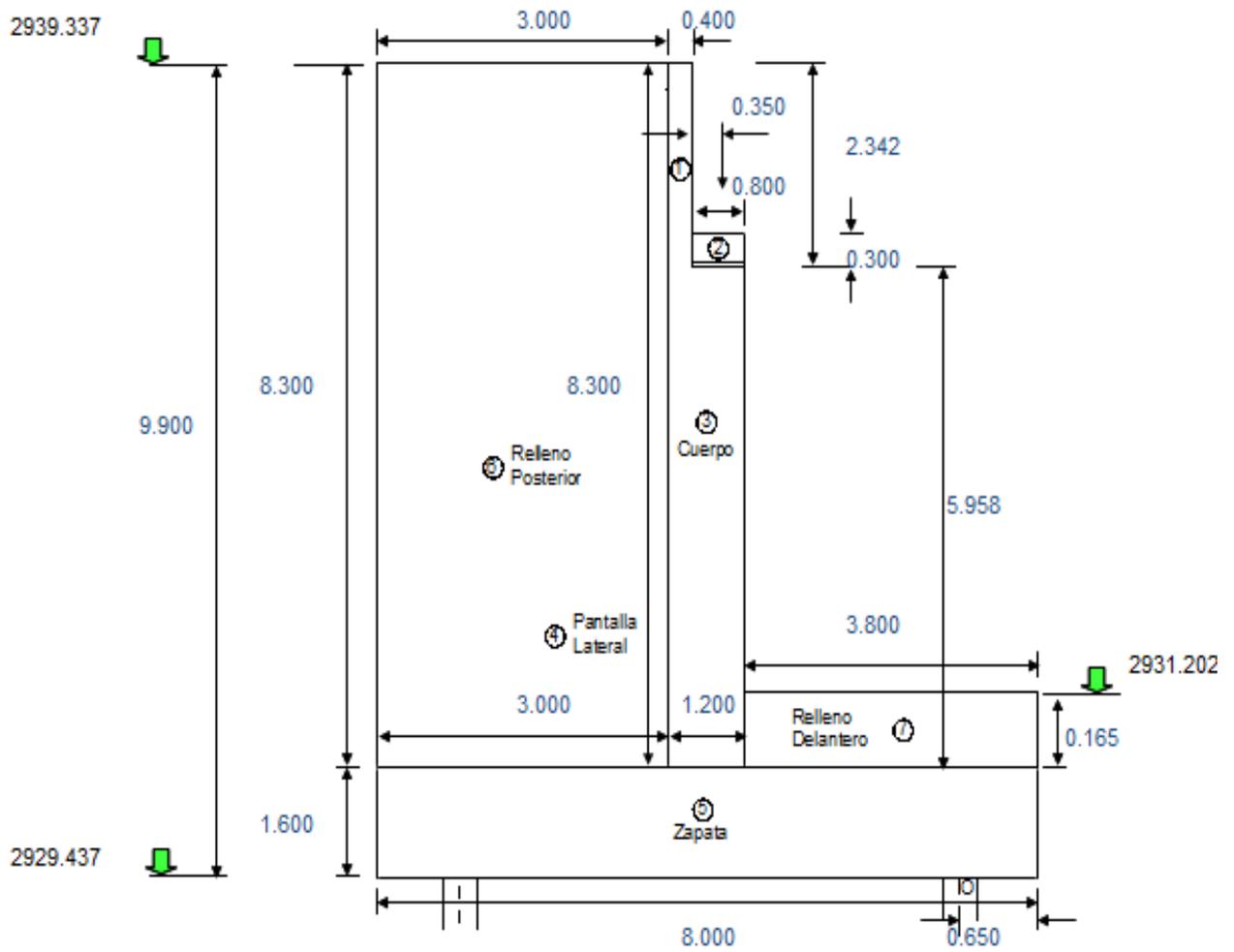


TABLA 4.10.1
DIMENSIONES DEL ESTRIBO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Frontal	2.342	0.400	8.500	2.400	1
2	Traba Antisísmica	0.300	0.800	0.900	2.400	2
3	Cuerpo	5.958	1.200	8.500	2.400	1
4	Pantalla Lateral	8.300	3.000	0.350	2.400	2
5	Zapata	1.600	8.000	8.500	2.400	1
6	Relleno Posterior	8.300	3.000	7.800	1.800	1
7	Relleno Delantero	0.165	3.800	8.500	1.800	1

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 4.10.2
PESO Y MOMENTO ESTABILIZANTE

FIG.	verticales Peso t	horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	19.111		4.150		79.311	
2	1.037		3.550		3.681	
3	145.852		3.750		546.945	
4	41.832		5.850		244.717	
5	261.120		3.350		874.752	
6	349.600		5.850		2045.160	
7	9.590		1.250		11.988	
Rcm	187.000		3.600		673.200	
Rcv	102.340		3.600		368.424	
Ea1		233.830		3.478		813.349
Ep2		-0.680		0.055		-0.037
FR		5.120		11.730		60.058
Σ	1117.482	238.270			4848.178	873.369

Fuente: Elaboración Propia

Distancia de borde a el eje del pilote = 0.650 m

FUERZA DE FRENADO

En el Art. 3.9 hace referencia que la fuerza longitudinal de frenado equivale al 5% de la carga viva en todos los carriles

$$FR = 0.05 * R_{cv}$$

$$FR = 5.117 \text{ t}$$

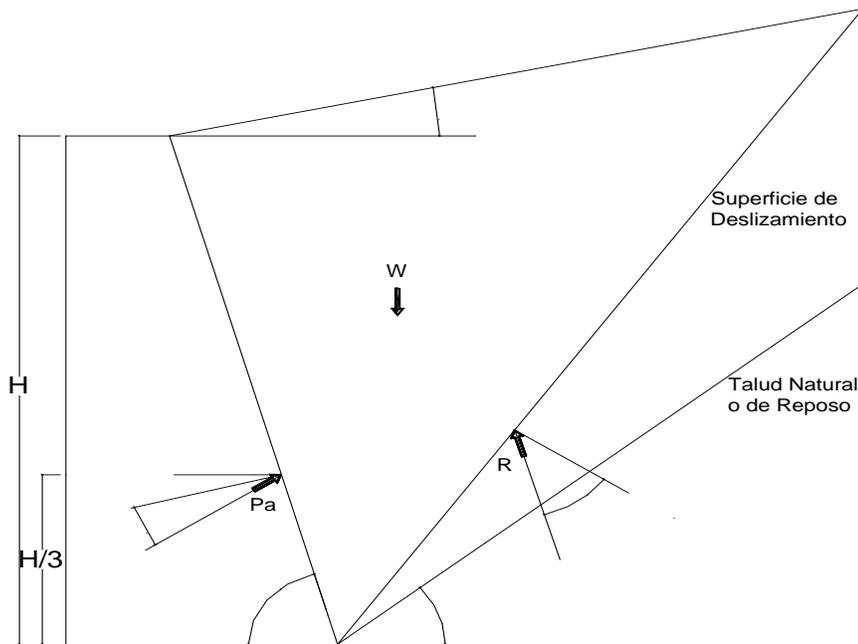
$$Y_{fr} = 11.730$$

$$M_{efr} = 60.022$$

PRESION DE TIERRAS Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata.

GRAFICO 4.10.5

LINEAS DE INFLUENCIA SOBRE EL MURO



- $\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo
- $\alpha = 0.00^\circ$ Angulo inclinación talud relleno
- $\phi = 32.00^\circ$ Angulo de fricción interna del suelo
- $\beta = 90.00^\circ$ Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- $\delta = 16.00^\circ$ Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
(Asumir = $\phi / 2$)

$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo

$K_p = 3.25$

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\beta + \phi)}{\text{Sen}^2\beta * \text{Sen}(\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) * \text{Sen}(\phi - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta) * \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$K_a = 0.278$ Coeficiente de empuje activo

$h' = 0.600 \text{ m}$ Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno.

$h = 9.900 \text{ m}$ Altura para presión de tierras

$q_1 = 0.300 \text{ t/m}^2$ Presión por sobrecarga $\gamma \times K_a \times h'$

$q_2 = 5.257 \text{ t/m}^2$ Presión máxima para Grupo I $\gamma \times K_a \times (h' + h)$

$a = 8.500 \text{ m}$ Ancho de presión de tierras

$$E = \frac{q_1 + q_2}{2} * h * a$$

$E_{a1} = 233.830 \text{ t}$ Empuje de tierras con sobrecarga

$y_e = 3.478 \text{ m}$ Ubicación de empuje desde eje xx

MEo = 813.348 tm Momento por presión de tierra
 Ep2 = -0.678 t Empuje de tierras pasiva
 ye = 0.055 m Ubicación de empuje desde eje xx
 MEo = -0.037 tm Momento por presión de tierra

SISMO

DATOS DEL PUENTE:

ZONA SISMICA IV
 IMPORTANCIA DEL PUENTE I
 ACELERACION A: (Z) 0.40
 CATEGORIA DE COMPORTAMIENTO SISMICO: D
 PERFIL DEL SUELO III
 COEFICIENTE DE SITIO S: 1.5

PUENTE SIMPLEMENTE APOYADO:

Nmín = (305+2,5L) DIVISION I A Art. 7.3.1
 Nmín = 405.5 mm
 Eq = W x A x S W = Carga muerta (Peso)
 A = 0.400 Aceleración de sitio.- Zona IV, para Superestructura
 Kh = 0.200 Aceleración horizontal = A/2.- Art. 6.4.3.- Art. 7.2.7.- Para suelo y Estribo
 Kv = 0.000 Aceleración vertical
 S = 1.500 Coeficiente de sitio

Superestructura:

$$EQ = 187.000 \times 0.400 \times 1.500 = 112.20 \text{ t}$$

$$hs = 7.558 \text{ m} \quad \text{Altura: base inferior zapata - base vigas}$$

$$Meq-s = 848.008 \text{ tm} \quad \text{Momento por sismo}$$

Infraestructura: solo estribo Desde N. Inferior de zapata

TABLA 4.10.3

SISMO EN INFRAESTRUCTURA

FIG.	PESO	Y	M = Py	ELEMENTO
1	19.111	8.729	166.820	Pantalla Frontal
2	1.037	7.708	7.993	Traba Antisísmica
3	145.852	4.579	697.856	Cuerpo
4	41.832	5.750	240.534	Pantalla Lateral
5	261.120	0.800	208.896	Zapata
Σ	468.952		1292.099	

Fuente: Elaboración Propia

$$Eq = 0.200 \times 468.952 = 93.790 \text{ t}$$

$$hi = 2.755 \text{ m} \quad \text{Altura promedio estribo}$$

$$Meq-i = 258.420 \text{ tm}$$

Suelo

METODO DE MONONOBE-OKABE

Presión de tierras sin sobrecarga:

$$q2 = 4.957 \text{ t/m}^2 \quad \text{Presión máxima sin sobrecarga}$$

$$Ea = 208.551 \text{ t} \quad \text{Empuje de tierras normal sin sobrecarga}$$

$$E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma h^2 (1 - K_v) K_{ad} a$$

K_{ad} = Coeficiente sísmica de presión activa

$$K_{ad} = \frac{\text{Sen}^2(\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos}\theta' * \text{Sen}^2\beta * \text{Sen}(\beta - \theta' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\Phi + \delta) * \text{Sen}(\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta - \theta') * \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

E_{ad} Fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

$$\theta' = \text{Arctg}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$$

K_h = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal

K_v = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)

$$K_h / (1 - K_v) = 0.200$$

$$\theta' = \text{Arc tag} (0.200)$$

$$\theta' = 11.310^\circ$$

α = 0.000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno

ϕ = 32.000° Angulo de fricción interna del suelo

β = 90.000° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro

δ = 16.000 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro

$$K_{ad} = 0.422$$

E_{ad} = 316.079 t Empuje de tierras

ΔE_{ad} = 107.529 t Incremento dinámico de empuje

$$ME_{ad} = E_a \cdot \frac{h}{3} + \Delta E_{ae} \cdot (h \cdot 0.6)$$

$$ME_{ad} = 1\,326.938 \text{ tm} \text{ Momento por el Método de Mononobe – Okabe}$$

GRAFICO 4.10.6

FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL MURO

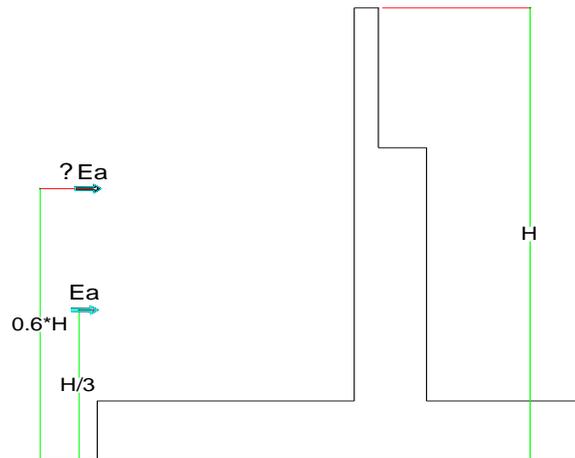


TABLA 4.10.4

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

(CM + CV + E) Grupo I Estribo con carga viva

FIG.	F verticales Peso (t)	F horizontales (t)	X (m)	Y (m)	Me (tm)	Mv (tm)
1	19.111		4.150		79.311	
2	1.037		3.550		3.681	
3	145.852		3.750		546.945	
4	41.832		5.850		244.717	
5	261.120		3.350		874.752	
6	349.600		5.850		2045.160	
7	9.590		1.250		11.988	
Rcm	187.000		3.600		673.200	
Rcv	102.340		3.600		368.424	
Ea1		233.830		3.478		813.349
FR		5.120		11.730		60.058
Σ	1117.482	238.950			4848.178	873.407

Fuente: Elaboración Propia.

FACTORES DE SEGURIDAD

DESLIZAMIENTO

$\mu = 0.625$ Rozamiento entre hormigón y suelo $\tan(\phi)$

$W_{pp} =$ Carga (Peso)

$E_a =$ Empuje tierras y sismo

$$FS_d = \frac{\mu \cdot \sum F_v}{\sum F_h}$$

$FS_d = \frac{0.625 \times 1117.482}{238.950} = 2.922$

VOLCAMIENTO

$\sum M_e =$ Momento Estabilizante

$M_v =$ Momento de Empuje tierras y sismo

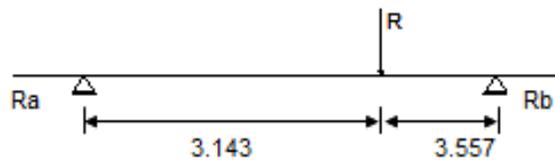
$$FS_v = \frac{\sum M_e}{M_v}$$

$FS_v = \frac{4\,848.178}{873.407} = 5.551$

$FSD_{adm} = 1.500 \quad FSV_{adm} = 2.000 \quad OK$

GRAFICO 4.10.7

POSICION DE LA RESULTANTE



$$X = \frac{M_e - M_v}{\sum F_v}$$

$X = 3.557 \text{ m}$ Con respecto al eje del pilote

e = Excentricidad

e = -0.207 Excentricidad con respecto a la separación de pilotes

CARGA Y PILOTES

Ra = 593.249 t

Rb = 524.233 t

TABLA 4.10.5

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

(CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

FIG.	F verticales Peso (t)	F horizontales (t)	X (m)	Y (m)	Me (tm)	Mv (tm)
1	19.111		4.150		79.311	
2	1.037		3.550		3.681	
3	145.852		3.750		546.945	
4	41.832		5.850		244.717	
5	261.120		3.350		874.752	
6	349.600		5.850		2045.160	
7	9.590		1.250		11.988	
Rcm	187.000		3.600		673.200	
Ead		316.079				1326.938
Eq		93.790				258.420
EQ		112.200				848.008
Σ	1015.142	522.070			4479.754	2433.366

Fuente: Elaboración Propia.

FACTORES DE SEGURIDAD

DESLIZAMIENTO

$\mu = 0.625$ Rozamiento entre hormigón y suelo tan (ϕ)

$W_{pp} =$ Carga (Peso)

$E_a =$ Empuje tierras y sismo

$$FS_d = \frac{\mu \cdot \sum F_v}{\sum F_h}$$

$$FS_d = \frac{0.625 \times 1015.142}{522.070} = 1.215$$

VOLCAMIENTO

$\sum M_e =$ Momento Estabilizante

$M_v =$ Momento de Empuje tierras y sismo

$$FS_v = \frac{\sum M_e}{M_v}$$

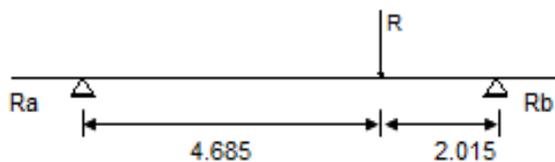
$$FS_v = \frac{4\,479.754}{2433.366} = 1.841$$

De acuerdo al Art. 5.5.5 AASHTO, cuando se combine con sismo, los factores de seguridad pueden ser reducidos a un 75%

$FSD_{adm} = 1.125 \quad FSV_{adm} = 1.500 \quad OK$

GRAFICO 4.10.8

POSICION DE LA RESULTANTE



$$X = \frac{Me - Mv}{\sum Fv}$$

$$X = 2.016 \text{ m} \quad \text{Con respecto al eje del pilote}$$

$$e = \text{Excentricidad}$$

$$e = 1.334 \quad \text{Excentricidad con respecto a la separación de pilotes}$$

CARGA Y PILOTES

$$Ra = 305.431 \text{ t}$$

$$Rb = 709.711 \text{ t}$$

RESUMEN DE CARGAS TOTALES MAS CRÍTICAS

ZAPATA: Propiedades Geométricas

$$L = 8.500 \text{ m} \quad \text{Largo de zapata}$$

$$b = 8.000 \text{ m} \quad \text{Ancho de zapata}$$

$$A = 68.000 \text{ m}^2 \quad \text{Área}$$

$$Yz = 4.000 \text{ m} \quad \text{C. g. zapata}$$

$$Ix = 362.667 \text{ m}^4 \quad \text{Inercia eje x}$$

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

$$P = 1\,117.482 \text{ t}$$

$$E = 238.950 \text{ t} \quad \text{Empuje de tierras}$$

$$\Sigma Mo = 4\,848.178 \text{ tm}$$

$$Mo = 873.407 \text{ tm} \quad \text{Momento por Empuje de tierras}$$

$$y = 3.557 \text{ m}$$

$$e = -0.207 \text{ m} \quad \text{Con respecto al c. g. zapata}$$

$$M = -231.206 \text{ tm}$$

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

Diseñamos con el caso más crítico para nuestro caso (VII)

$$P = 1\,015.142 \text{ t}$$

$$E = 522.070 \text{ t} \quad \text{Empuje tierras y sismo}$$

$$\Sigma Mo = 4\,479.754 \text{ tm} \quad \text{Momento Estabilizante sin CV}$$

$$Mo = 2\,433.366 \text{ tm} \quad \text{Momento de Empuje tierras y sismo}$$

$$y = 2.016 \text{ m}$$

$$e = 1.334 \text{ m} \quad \text{Excentricidad con respecto al c. g. zapata.}$$

$$M = 1\,354.338 \text{ tm.}$$

ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

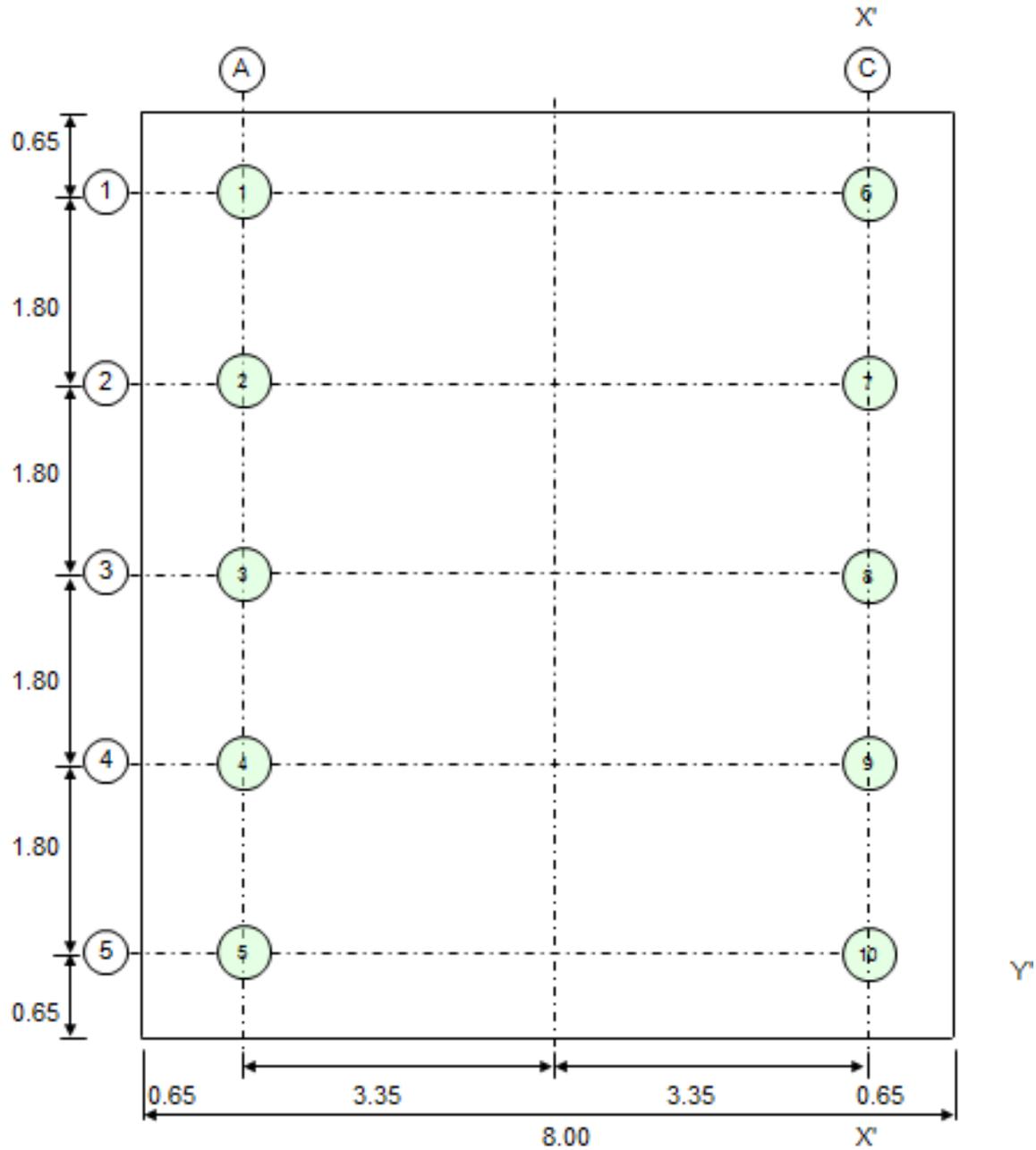
TABLA 4.10.6
PILOTES

DATOS DE PILOTES	Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p (mm)	800.00	800.00
CAPACIDAD DE CARGA C_p (t)	199.00	181.00
CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA P_f (t)	0.00	0.00
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE PILOTES	2919.00	2920.00
COTA DE ZAPATA (msnm)	2929.44	2929.44
LONGITUD APROXIMADA PILOTES (m)	10.44	9.44
NUMERO TOTAL DE PILOTES	10	10

Fuente: Elaboración Propia.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DEL GRUPO DE PILOTES

GRAFICO 4.10.8
DISTRIBUCION DE PILOTES



Con respecto al eje $x' - x'$

$Y_p =$ Centro de gravedad del grupo de pilotes

$I_{gpx} =$ Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

TABLA 4.10.7

INERCIA DEL GRUPOS DE PILOTES EN EL EJE X-X

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL C.G. DE PILOTES dp	$I_{gp} \text{ No } x (dp)^2$
A	5	1,2,3,4,5	6.700	33.500	-3.350	56.113
B	5	6,7,8,9,10	0.000	0.000	3.350	56.113
Σ	10			33.500		112.225

Fuente: Elaboración Propia.

$$Y_p = \frac{33.5}{10.0} = 3.350 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 112.225 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

$X_p =$ Centro de gravedad del grupo de pilotes

$I_{gpy} =$ Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

TABLA 4.10.8

INERCIA DEL GRUPOS DE PILOTES EN EL EJE Y-Y

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL C.G. DE PILOTES dp	$I_{gp} \text{ No } x (dp)^2$
1	2	1, 6	7.200	14.400	3.600	25.920
2	2	2, 7	5.400	10.800	1.800	6.480
3	2	3, 8	3.600	7.200	0.000	0.000
4	2	4, 9	1.800	3.600	-1.800	6.480
5	2	5, 10	0.000	0.000	-3.600	25.920
Σ	10			36.000		64.800

Fuente: Elaboración Propia.

$$Y_p = \frac{36.0}{10} = 3.600 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 64.800 \text{ pil.m}^2$$

CARGAS EN LOS PILOTES

TABLA 4.10.9
COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I		GRUPO VII	
Yo (m)	3.557	Yo (m)	2.015
e (m)	Yp - Yx	e (m)	Yp - Yx
e (m)	-0.207	e (m)	1.334
Pi (t)	1117.482	Pi (t)	1015.142
Mx (tm)	-231.206	Mx (tm)	1354.338
Mx/Igpx	-2.060	Mx/Igpx	12.068

Fuente: Elaboración Propia.

$P_p =$ Carga en cada pilote

$P_p = P / N \pm M_{dp} / I_{gp}$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$E_q = 205.990 \text{ t}$ Carga sísmica total: superestructura + estribo

$M_{eq} = 1\,106.427 \text{ tm}$ Momento sísmico total: superestructura + estribo

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

$$E_q = 61.797 \text{ t}$$

$$M_{eqy} = 331.928 \text{ tm}$$

$$M_y/I_{gpy} = 5.122$$

TABLA 4.10.10

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION “Y”

FILA	N° Pilotes	PILOTES	dp	GRUPO I (t)	GRUPO VII (t)
A	5	1,2,3,4,5	-3.350	118.650	61.086
B	5	6,7,8,9,10	3.350	104.847	141.942

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 4.10.11

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION “X”

FILA	N° Pilotes	PILOTES	dp	GRUPO VII (t)
1	2	1, 6	3.600	18.440
2	2	2, 7	1.800	9.220
3	2	3, 8	0.000	0.000
4	2	4, 9	-1.800	-9.220
5	2	5, 10	-3.600	-18.440

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 4.10.12

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII (t)	PILOTES	GRUPO VII (t)
1	79.527	6	160.383
2	70.306	7	151.162
3	61.086	8	141.942
4	51.866	9	132.722
5	42.646	10	123.502

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 4.10.13

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ELEMENTO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	GrupoVII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
ESTRIBO				
IZQ. (a)	104.85	160.38		
DER. (b)	104.85	160.38		

Fuente: Elaboración Propia.

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO.

CIMENTACION

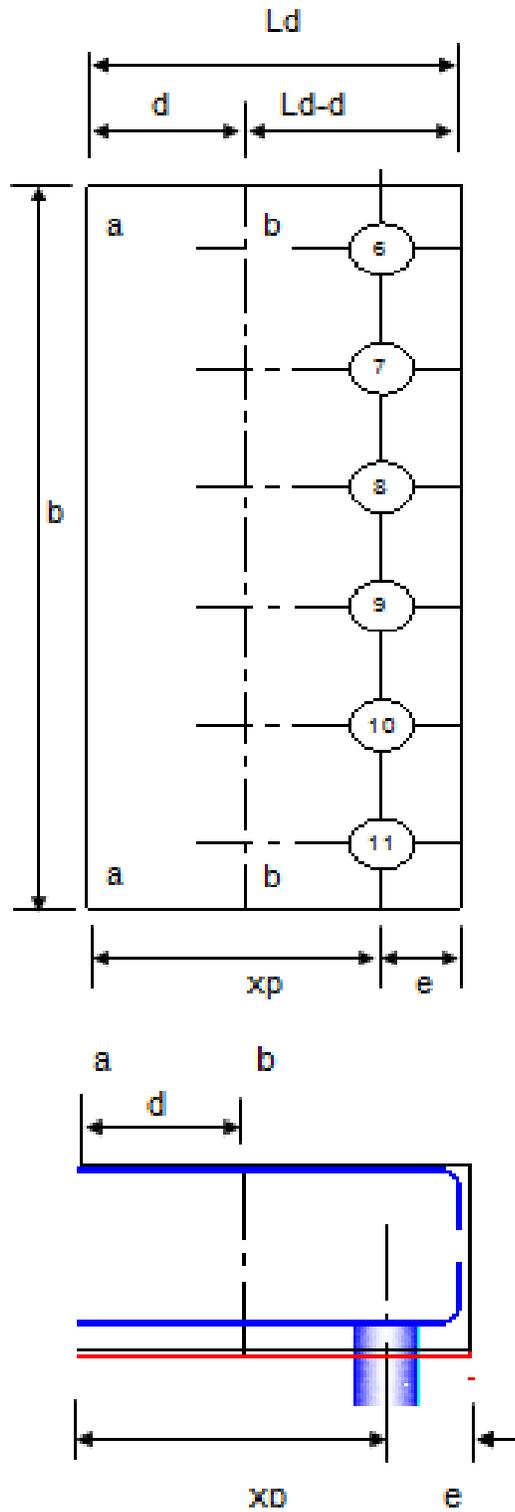
Analizamos la parte frontal de la zapata.
Diseñamos para el Grupo VII

DEDO

- Ld = 3.800 m Longitud del dedo
- hz = 1.600 m Altura de zapata
- hr = 0.165 m Altura relleno sobre dedo
- b = 8.500 m Sección dedo
- ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión

d	=	1.400 m	Altura efectiva en flexión
e	=	0.650 m	Distancia de borde a eje de pilotes
xd	=	1.900 m	Centro de gravedad del dedo
Pp	=	141.942 t	Carga en pilotes de dedo
n	=	5 pil.	Pilotes en dedo (parte frontal)
xp	=	3.150 m	Distancia entre cara del dedo pilotes
A	=	32.300 m ²	Área total para flexión $A = b \times Ld$
Ac	=	20.400 m ²	Area a corte $A = b \times (Ld - d)$
Pd	=	124.032 t	Peso del dedo
Prd	=	9.593 t	Peso relleno sobre dedo
Pd+Prd	=	133.625 t	
Maa	=	$(Pp \ n \ xp) - (Pd+Prd)xd$	
Maa	=	1981.702 tm	
fu	=	1.400	
Mu aa	=	2774.383 tm	

GRAFICO 4.10.9
CIMENTACION "DEDO"



Armadura:

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$Fy = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 850.00 \text{ cm}$

$hz = 160.00 \text{ cm}$

$ri = 20.00 \text{ cm}$

$d = 140.00 \text{ cm}$

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * Mu}{\phi * d^2 * b * f'c * \frac{f'c}{Fy} * b * d}}}{1.18} * b * d$$

$\rho \text{ mín} =$ En función del momento de agrietamiento

Mu (tm)	Asmin (cm2)	Ascal (cm2)	1.33Ascal (cm2)	Asdefin. (cm2)
2774.38	310.52	546.47	726.80	546.47

Usar: 64.29 cm2/m

Inferior:	1 Ø 32 mm a 0,20 m	40.21 cm2
Inferior:	1 Ø 25 mm a 0,20 m Refuerzo	24.54cm2

$\rho_{tem} = 0.0018$ b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)

$Ast = 25.20 \text{ cm}^2/\text{m}$ 2/3 16.80 cm2/m

Sentido Trans. Superior: 1 Ø 28 mm a 0,20 m 30.79 cm2/m

Sentido Longitudinal: 1 Ø 22 mm a 0,20 m 19.01 cm2/m

CORTE: Chequeamos el corte en la sección b - b "d" de la cara.

$Ac = 20.40 \text{ m}^2$ Área del dedo y relleno a corte

$$P_{dc} = 78.34 \text{ t} \quad \text{Peso dedo para corte}$$

$$P_{rdc} = 6.06 \text{ t} \quad \text{Peso relleno sobre dedo para corte}$$

$$P_{dc} + P_{rdc} = 84.39 \text{ t}$$

$$V_{bb} = P_p n - (P_{dc} + P_{rdc})$$

$$V_{bb} = 625.32 \text{ t}$$

$$V_{ubb} = 875.44 \text{ t}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad \phi = 0.85$$

$$v_u = 8.65 \text{ kg/cm}^2$$

Chequeamos el corte en la sección a-a (cara)

$$A = 32.30 \text{ m}^2$$

$$P_d = 124.03 \text{ t} \quad \text{Peso dedo}$$

$$P_{rd} = 9.59 \text{ t} \quad \text{Peso relleno dedo}$$

$$P_d + P_{rd} = 133.63 \text{ t}$$

$$V_{aa} = P_p n - (P_d + P_{rd})$$

$$V_{aa} = 576.09 \text{ t} \quad \text{Corte en la sección aa}$$

$$V_{uaa} = 806.52 \text{ t} \quad \text{Corte último en sección aa}$$

$$v_u = 7.97 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo cortante en la sección aa}$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f_c}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u \quad \text{OK}$$

TALON

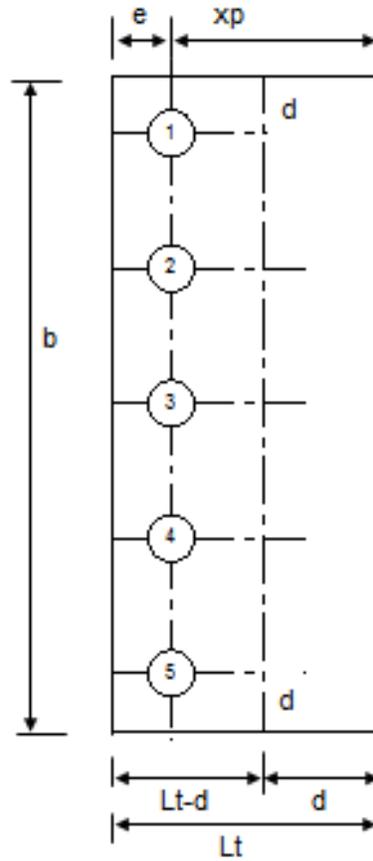
Analizamos para el Grupo VII

L_t	=	3.000 m	Longitud del talón
h_r	=	8.300 m	Altura relleno sobre talón
b	=	8.500 m	Sección talón
e	=	0.650 m	Distancia de borde a eje de pilotes
x_t	=	1.500 m	Centro de gravedad del talón
P_p	=	61.086 t	Carga en pilotes del talón
n	=	5 pil.	Pilotes en talón (parte frontal)
x_p	=	2.350 m	Distancia entre cara del talón pilotes
A	=	25.500 m ²	Área total para flexión
A_c	=	13.600 m ²	Area a Corte

Flexión:

P_t	=	97.920 t	Peso del talón
P_{rt}	=	380.970 t	Peso relleno talón
$P_t + P_{rt}$	=	478.890 t	
M_{cc}	=	$P_p n x_p - (P_t + P_{rt})x_t$	
M_{cc}	=	-0.572 tm	
f_u	=	1.400	
M_u	=	0.801 tm	

GRAFICO 4.10.9
CIMENTACION "TALON"



Armadura

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 850.00 \text{ cm}$

$hz = 160.00 \text{ cm}$

$rs = 20.00 \text{ cm}$

$d = 140.00 \text{ cm}$

$\rho \text{ m\u00edn} = \text{En funci\u00f3n del momento de agrietamiento}$

Mu (tm)	Asmin (cm2)	Ascal (cm2)	1.33Ascal (cm2)	Asdefin. (cm2)
1.20	310.52	0.15	0.20	0.20

Usar: 0.02 cm2/m Asumimos el As del dedo

Inferior:	1 Ø 32 mm a 0,20 m	40.21 cm2
Inferior:	1 Ø 25 mm a 0,20 m Refuerzo	24.54cm2

Corte: Chequeamos el corte a una distancia "d" de la cara.

$$Ptc = 52.224 \text{ t} \quad \text{Peso del talón para corte}$$

$$Prtc = 203.184 \text{ t} \quad \text{Peso relleno sobre el talón para corte}$$

$$Ptc+Prtc= 255.408 \text{ t}$$

$$Vbb = Pp n - (Pt+Prt)$$

$$Vbb = 50.023 \text{ t}$$

$$Vubb = 70.032 \text{ t}$$

$$\phi = 0.85$$

$$vu = 0.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > vu \quad \text{OK}$$

4.10.2.3. Diseño del cuerpo

Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 8.50 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

TABLA 4.10.14

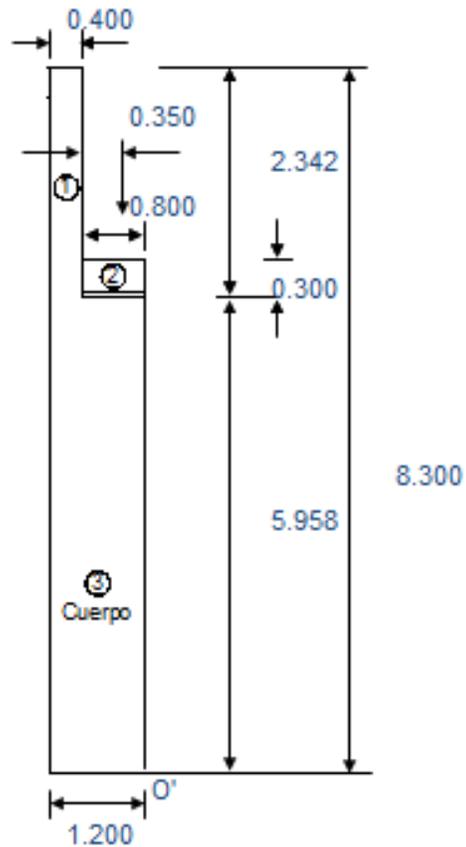
PESO PROPIO, SUPERESTRUCTURA Y MOMENTO ESTABILIZANTE

FIG.	PESO (t)	Xo (m)	Me' (tm)	ELEMENTO
1	2.248	1.000	2.248	Pantalla Frontal
2	0.122	0.400	0.049	Traba Antisísmica
3	17.159	0.600	10.295	Cuerpo
Σ	19.529		12.593	
Rcm	22.000	0.450	9.900	Reacción carga muerta /m
Σ	41.529		22.493	
Rcv	12.040	0.450	5.418	Reacción carga viva /m
Σ	53.569		27.911	

Fuente: Elaboración Propia.

GRAFICO 4.10.10

CUERPO



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- $\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo
- $\phi = 32.000^\circ$ Angulo de fricción interna
- $K_a = 0.278$ Coeficiente de presión activa
- $h' = 0.600 \text{ m}$ Altura de sobrecarga
- $h = 8.300 \text{ m}$ Altura promedio cuerpo del estribo
- $q_1 = 0.300 \text{ t/m}^2$ Presión por sobrecarga
- $q_2 = 4.456 \text{ t/m}^2$ Presión máxima para Grupo I

a = 1.000 m Ancho de presión de tierras

Grupo I

E = 19.739 t Empuje de tierras

ye = 2.941 m Ubicación de empuje

Mvo' = 58.060 tm Momento por presión de tierras

TABLA 4.10.15

MOMENTO DE VOLCAMIENTO EN EL CUERPO

FIG.	PESO	y	Mv = Py
1	2.248	7.129	16.028
2	0.122	6.108	0.745
3	17.159	2.979	51.117
Σ	19.529		67.890

Fuente: Elaboración Propia.

A = 0.400 Aceleración del sitio.

Kh = 0.200 Aceleración horizontal

S = 1.500 Coeficiente de sitio

W = 19.529 t Peso

y = 3.476 m Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)

EQ = 19.529 x 0.200 = 3.906 t

Meq-i = 13.578 tm

Superestructura

Rcm = 22.000 t Reacción carga muerta por metro de estribo

ys = 5.958 m Altura base superior de la zapata - apoyo viga

Eqs = 13.200 t

$M_{eq-s} = 78.646 \text{ tm}$

Suelo

Método de Mononobe - Okabe

$\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo

$h = 8.300 \text{ m}$

$a = 1.000 \text{ m}$

$K_a = 0.278$

$K_{ad} = 0.422$ Coeficiente sísmica de presión activa

$K_h = 0.200$

$K_v = 0.000$

Presión de tierras sin sobrecarga:

$q_2 = 4.156 \text{ t/m}^2$ Presión máxima sin sobrecarga

$E_a = 17.246 \text{ t}$ Empuje de tierras normal sin sobrecarga

$E_{ad} = 1/2 \gamma_s H^2 (1 - K_v) K_{ae} a$

$E_{ad} = 26.137 \text{ t}$

$\Delta E_{ad} = 8.892 \text{ t}$

$M_{ead} = 91.994 \text{ tm.}$

TABLA 4.10.16

RESUMEN DEL SISMO EN CADA ELEMENTO

Elemento	Empuje (t)	Mv (tm)
Estribo	3.906	13.578
Superestructura	13.200	78.646
Método de Mononobe - Okabe	26.137	91.994
Total	43.243	184.218

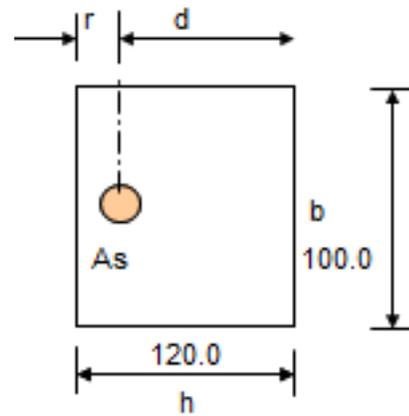
Fuente: Elaboración Propia.

DIMENSIONES

$$\begin{aligned}
 b &= 100.00 \text{ cm} \\
 h &= 120.00 \text{ cm} \\
 r &= 7.00 \text{ cm} \\
 d &= 113.00 \text{ cm} \\
 x_{cg} &= h/2 = 0.600 \text{ m}
 \end{aligned}$$

GRAFICO 4.10.11

1 METRO DE MURO



DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

$$f_u = 1.70$$

$$f_u = 1.40$$

Armadura:

$$f'_c = 280$$

$$F_y = 4\ 200$$

$$b = 100.00$$

$$h = 120.00$$

$$r = 7.00$$

$$d = 113.00$$

GRAFICO 4.10.12

FUERZAS QUE ACTUA EN EL ESTRIBO

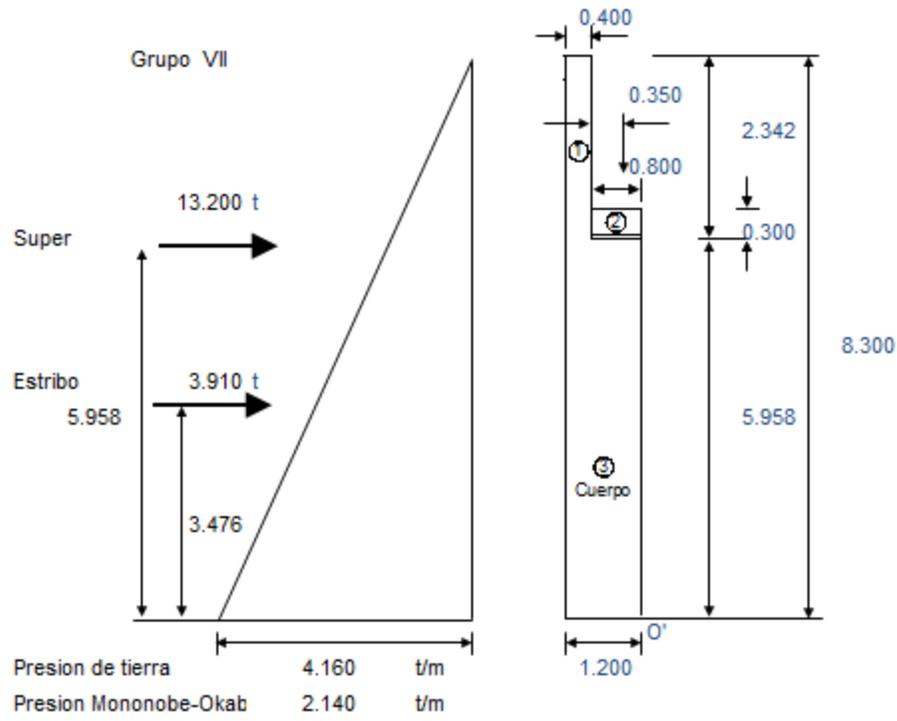


TABLA 4.10.17

RESUMEN DE MOMENTOS Y CORTANTES

Y (m)	qx (tm)	V (t)	M (tm)	Mu (tm)	Asmin (cm2)	Ascal (cm2)
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	25.38	0.00
0.781	0.593	0.23	0.06	0.08	25.38	0.02
1.561	1.185	0.93	0.48	0.67	25.38	0.16
<u>2.342</u>	1.778	15.28	1.63	2.28	25.38	0.53
3.169	2.406	17.01	14.95	20.92	25.38	4.92
3.996	3.033	19.26	29.91	41.88	25.38	9.88
<u>4.824</u>	3.661	25.94	46.96	65.74	25.38	15.58
5.982	4.541	30.69	79.67	111.54	25.38	26.67
7.141	5.420	36.46	118.48	165.88	25.38	40.09
8.300	6.300	43.26	164.57	230.40	25.38	56.43

Fuente: Elaboración Propia.

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK}$$

PANTALLAS

PANTALLA SUPERIOR

$$\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3 \text{ Peso específico del suelo}$$

$$K_a = 0.278 \text{ Coeficiente presión activa}$$

$$h_s = 0.600 \text{ m Altura sobrecarga}$$

$$h_p = 2.342 \text{ m Altura pantalla promedio}$$

$$q_1 = 0.300 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = 1.473 \text{ t/m}^2$$

$$M = 1.896 \text{ tm} \quad M = \frac{h^2}{6}(q_1 \cdot 2 + q_2)$$

$$a = 8.500 \text{ m Ancho de estribo}$$

$$f_u = 1.7 \text{ Adoptado}$$

Fuerza de frenado

$$FR = 0.05 * R_{cv}/a$$

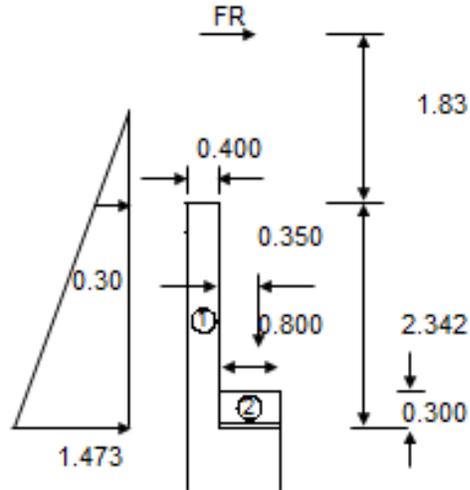
$$FR = 0.602 \text{ t}$$

$$Y_{fr} = 4.172 \text{ Desde el nivel donde asienta la viga (1.83 + 2.342)}$$

$$M_{efr} = 3.921$$

GRAFICO 4.10.13

FUERZAS QUE ACTUA EN LA PANTALLA



Armadura:

- $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$
- $b = 100.00 \text{ cm}$
- $h = 40.00 \text{ cm}$
- $r = 7.00 \text{ cm}$
- $d = 33.00 \text{ cm}$
- $Mu = 9.89 \text{ tm}$

Mu (tm)	Asmin (cm ²)	Ascal (cm ²)	1.33Ascal (cm ²)	Asdefin. (cm ²)
9.89	9.72	8.10	10.78	9.72

Usamos:

Cont. suelo	1 Ø 16 mm a 0,20 m	10.05 cm ² /cm
Cara Exter.	1 Ø 16 mm a 0,20 m	10.05 cm ² /cm

$\rho_{tem} = 0.002$ a).- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con F_y no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

$A_{st} = 6.60 \text{ cm}^2/\text{m}$ 2/3 4.40 cm^2/m Ext.

6.60 cm^2/m 1/3 2.20 cm^2/m Int.

Exterior:	1 Ø 12 mm a 0,25 m	4.52 cm^2/m
Interior:	1 Ø 12 mm a 0,25 m	4.52 cm^2/m

Corte:

$V = 2.769 \text{ t}$

$V_u = 4.707 \text{ t}$

$v_u = 1.68 \text{ kg/cm}^2$

$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$

$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK}$

PANTALLA LATERAL

Diseñamos la pantalla para un metro de ancho, parte inferior

$h_p = 8.120 \text{ m}$ Altura promedio pantalla

$l_v = 3.000 \text{ m}$ Longitud voladizo

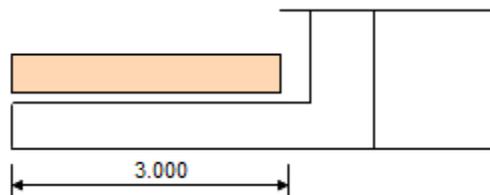
$q = 4.366 \text{ t/m}^2$ Presión en m. inferior.

$M = 19.646 \text{ tm}$ Momento en m. inferior de pantalla

$f_u = 1.40$

GRAFICO 4.10.14

MUROS LATERALES

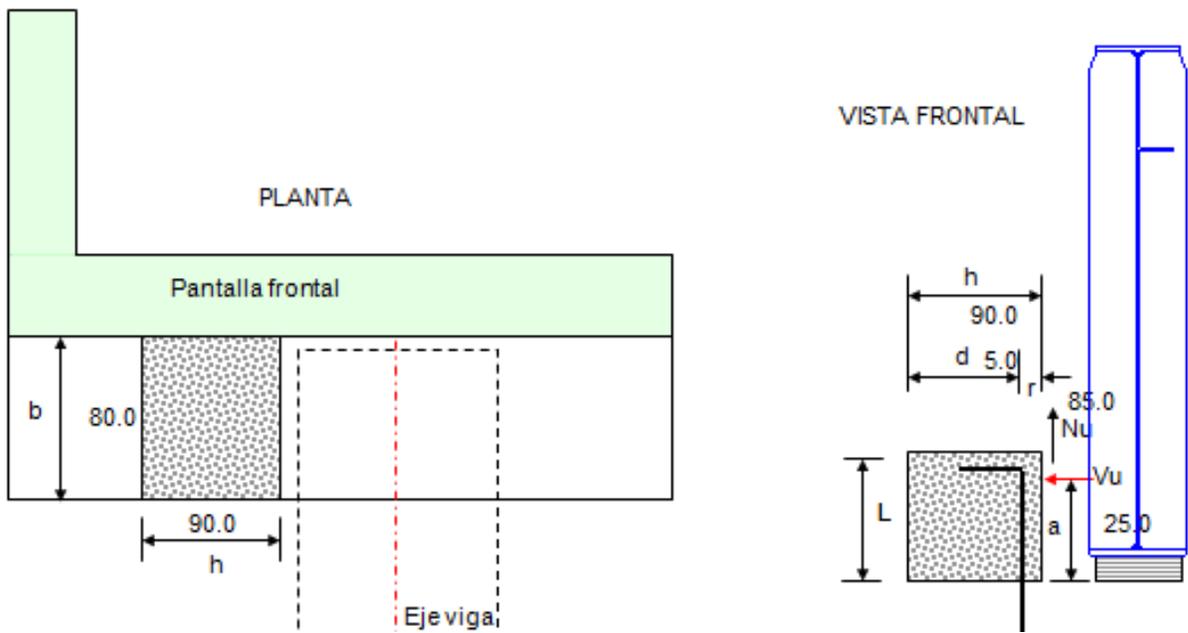


GEOMETRIA

L	=	30.00 cm	Altura de la traba
a	=	25.00 cm	Ubicación carga
b	=	80.00 cm	Ancho de traba
h	=	90.00 cm	Longitud de traba
r	=	5.00 cm	Recubrimiento
d	=	85.00 cm	Altura efectiva
Acv	=	6 800.00 cm ²	Área de concreto
a/d	=	0.29 OK	a/d < 1

GRAFICO 4.10.14

TRABAS ANTISISMICA



CARGAS

Rcm	=	187.00 t	Reacción carga muerta por estribo
A	=	0.400	Aceleración de sitio.

Eq	=	74.80 t	Fuerza sísmica lateral (A Rcm)
fu	=	1.40	Factor de mayoración
Vu	=	104.72 t	Carga última sísmica
Nu	=	0.00 t	Fuerza última vertical (hacia arriba)
Numín	=	20.94 t	Fuerza vertical mínima (hacia arriba)

DISEÑO La traba (ménsula) la diseñamos a corte fricción

CORTE FRICCIÓN

Art 11.7.1 (A.C.I.) Se aplican cuando es adecuado considerar la transmisión del cortante a través de un plano dado, una superficie de contacto entre materiales distintos, o una superficie de contacto entre dos concretos colocados en distintos momentos.

$$A_{vf} = V_n / F_y m l$$

$$V_n = V_u / \phi$$

ϕ	=	0.85	Acero por corte-fricción
--------	---	------	--------------------------

λ	=	1.000	Carga ext. factorizada
-----------	---	-------	------------------------

μ	=	$1.0 \lambda = 1.00$
-------	---	----------------------

$V_n \text{ max1} =$	$0,2 f'c A_{cv}$
----------------------	------------------

$V_n \text{ max2} =$	$56 A_{cv}$
----------------------	-------------

V_n	=	$123\ 200.0 \text{ kg}$	=	123.20	Cortante resistente
-------	---	-------------------------	---	----------	---------------------

$V_n \text{ max1} =$	$326\ 400.0 \text{ kg}$	=	326.40	Cortante resistente
----------------------	-------------------------	---	----------	---------------------

$V_n \text{ max2} =$	$380\ 800.0 \text{ kg}$	=	380.80 t
----------------------	-------------------------	---	--------------------

V_n	<	$V_n \text{ máx}$	$V_n \text{ máx} =$	326.40 t	Usar el menor
-------	---	-------------------	---------------------	--------------------	---------------

$$A_{vf} = 29.33 \text{ cm}^2 \quad \text{OK: Sección suficiente}$$

FUERZA HORIZONTAL

$$N_u = 20\,944.00 \text{ kg} \quad \text{Fuerza horizontal de tracción}$$

$$\phi = 0.85$$

$$A_n = N_u / \phi F_y$$

$$A_n = 5.87 \text{ cm}^2$$

FLEXION

$$M_u = V_u a = 26.18 \text{ tm}$$

$$M_n = N_u(h - d) = 1.05 \text{ tm}$$

$$A_f = [M_u + N_u(h - d)] / \phi F_y j d$$

$$j d = 0.85 d = 72.25 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

$$A_f = 10.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero de refuerzo que resiste un momento.}$$

ARMADURA PRINCIPAL

Art. 11.9.3.5 (ACI) El área del refuerzo principal de tracción A_s , no debe ser menor que la mayor entre $A_f + A_n$ y $2/3 * A_{vf} + A_n$

$$A) A_s = 2/3 A_{vf} + A_n = 25.42 \text{ cm}^2$$

$$B) A_s = A_f + A_n = 16.42 \text{ cm}^2$$

Usar:

$$A_s = 25.42 \text{ cm}^2$$

ARMADURA LATERAL

$$A) A_h = 1/3 A_{vf} = 8.47 \text{ cm}^2$$

$$B) A_h = 1/2 A_f = 5.28 \text{ cm}^2$$

Usar:

$A_h = 8.47 \text{ cm}^2$ Colocar como estribos en los $2/3 d$, medido la cara en contacto con la viga

ARMADURAS MINIMAS

$$A_{s\text{mín}} = 0.04 f'c b d / F_y$$

$$A_{s\text{mín}} = 15.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{h\text{mín}} = 0.5(A_s - A_n)$$

$$A_{h\text{mín}} = 9.78 \text{ cm}^2$$

ARMADO

Armadura principal 6 Ø 25 mm 29.45 cm²/m

Armadura lateral 5 Ø 18 mm 12.72 cm²/m

4.10.3. DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

Ht	=	522.070 t	Fuerza horizontal total
Ff	=	152.271 t	Fuerza de fricción (asumida 0,15W)
Fp	=	369.799 t	Fuerza lateral en pilotes
Np	=	10	Número de pilotes.
Hpy	=	36.980 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
Hpx	=	6.180 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
Hp	=	37.493 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
he	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
Mp	=	93.732 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

Pf	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
Pp	=	160.383 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.584 m	
f p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
Ag	=	5 026.55 cm ²	
Asmín	=	50.27 cm ²	1% de Ag.
Usamos:		16 Ø 25 mm	Armadura longitudinal principal

$$A_s = 78.5 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ principal}$$

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_{bal} = 43.291 \text{ cm}$$

$$e_{bal} = 0.282 \text{ m}$$

$$\phi = 0.75$$

$$P_{u\text{ bal}} = 553.049 \text{ t}$$

$$P_{u\text{ o}} = 961.027 \text{ t}$$

Resultados:

$$c = 29.600 \text{ cm}$$

$$P_u = 180.472 \text{ t}$$

$$M_u = 104.592 \text{ tm}$$

$$e = 0.580 \text{ m}$$

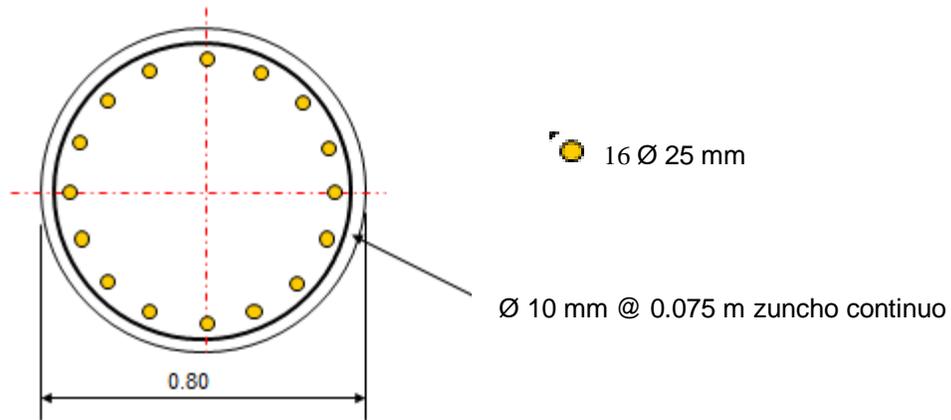
La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad:

$$F_s = 1.125$$

Espiral.- Usaremos un zuncho continuo \varnothing 10 mm a 0,075 m

GRAFICO 4.10.15

DISTRIBUCION DE ACERO DE PILOTE



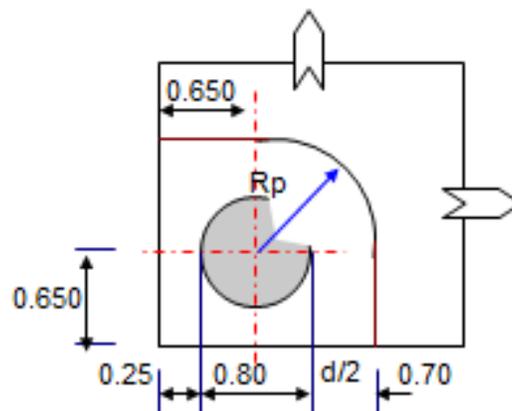
CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

d	=	1.400 m	Peralte efectivo.
Pp	=	160.462 t	Carga del pilote.
fu	=	1.125	Factor mayoración
Ppu	=	180.472 t	Carga última del pilote

GRAFICO 4.10.16

PUNZONAMIENTO EN PILOTE



R_p	=	1.100 m	Radio de punzonamiento
l_p	=	3.028 m	Longitud para punzonamiento.
A_p	=	42 390.26 cm ²	Área resistente al punzonamiento
v_u	=	4.26 kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
v_c	=	$\sqrt{f'_c}$	
v_c	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.
v_c	>	v_u	OK

4.10.4. PANTALLAS

4.10.4.1.1. Muros

Muros de sostenimiento de Gravedad y Semigravedad (Muros de Sostenimiento Rígidos Convencionales).- Son estructuras que proveen apoyo lateral para una masa de suelo y que deben su estabilidad fundamentalmente a su peso propio y al peso del relleno ubicado directamente sobre su base.

Se pueden usar diferentes tipos de estos muros:

Muro de gravedad.- es un muro cuya estabilidad depende exclusivamente del peso de la mampostería y de cualquier suelo ubicado directamente sobre la mampostería. Se puede colocar una mínima cuantía nominal de acero de refuerzo cerca de las caras expuestas para evitar la fisuración superficial provocada por los cambios de temperatura.

Muro de Semigravedad.- Es un poco más esbelto que el muro de gravedad. Este muro requiere armadura, con barras verticales a lo largo de la cara interna y que penetren en la fundación. Estos muros deben disponer de armadura de contracción y temperatura cerca de las caras expuestas.

Muro en voladizo.- Consiste en un alma de hormigón y una losa base de hormigón, siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir momentos y cortes a los cuales están sujetos.

En nuestro caso se realizó el diseño de tramos de muros de 15 m. de longitud con alturas variables de cada tramo este cálculo se encuentra anexo

4.10.4.2. Geometría de muros de acceso

DATOS:

Lm	=	15.00 m	Largo del muro
Nsm1	=	2 939.06 m	Nivel superior muro 1
Nsm2	=	2 937.86 m.	Nivel superior muro 2
Nst1	=	2 938.81 m.	Nivel superior tierra 1
Nst2	=	2 937.61 m.	Nivel superior tierra 2
Nc	=	2 929.44 m	Cota cimentación de Zapata
Pls	=	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli	=	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nn	=	2 931.20	Nivel natural del terreno
f'c	=	280.00 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy	=	4 200.00 kg/cm ²	Limite de fluencia del acero de refuerzo

GRAFICO 4.10.17
ELEVACION FRONTAL

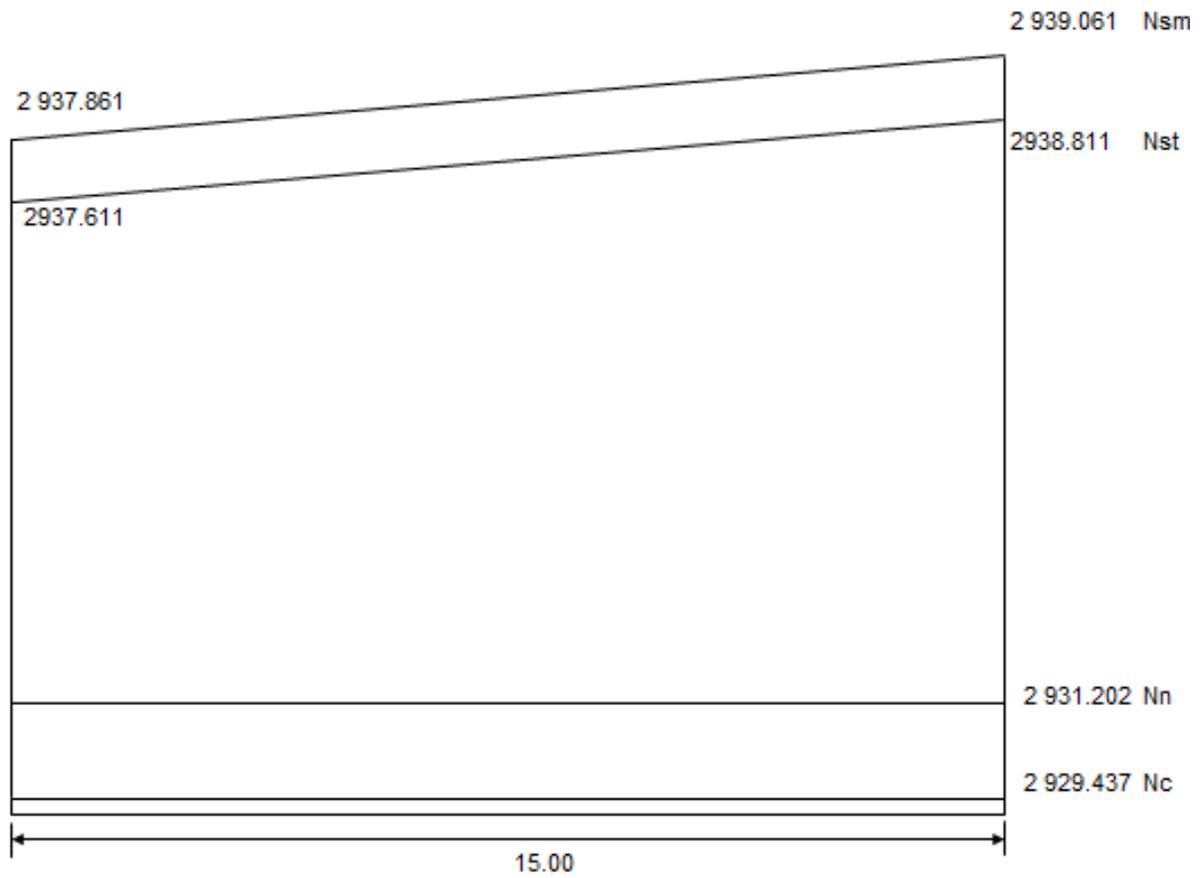


GRAFICO 4.10.18
ELEVACION LATERAL

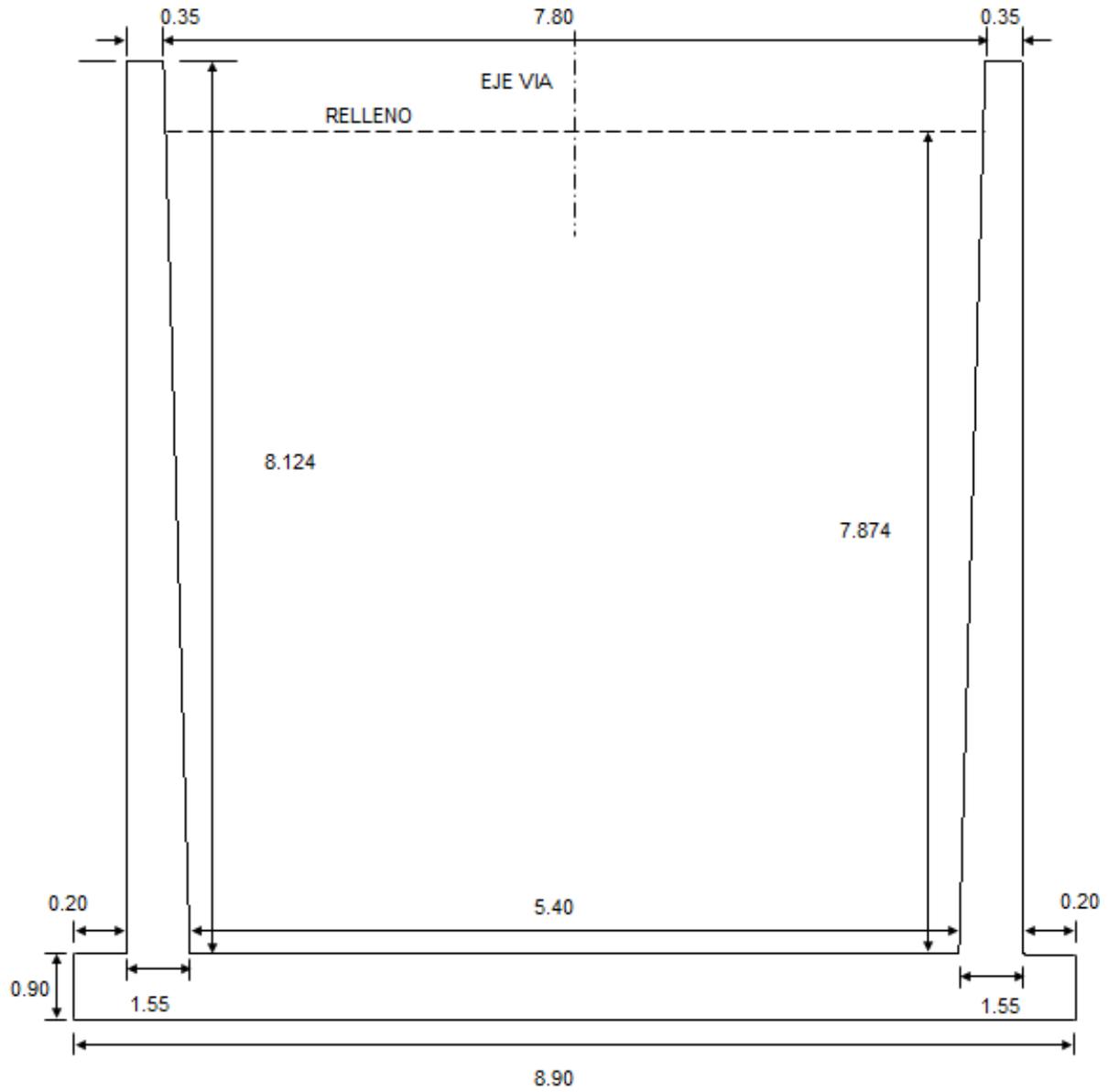


TABLA 4.10.18
DIMENSIONES DEL ESTRIBO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	8.124	0.350	15.000	2.400	1
2	Pantalla Derecha	8.124	1.200	15.000	2.400	0.50
3	Zapata	0.900	8.900	15.000	2.400	1
4	Relleno Posterior	7.874	6.600	15.000	1.800	1
5	Relleno Delantero	0.865	0.200	15.000	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	8.124	0.350	15.000	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	8.124	1.200	15.000	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	0.865	0.200	15.000	1.800	1

Fuente: Elaboración Propia.

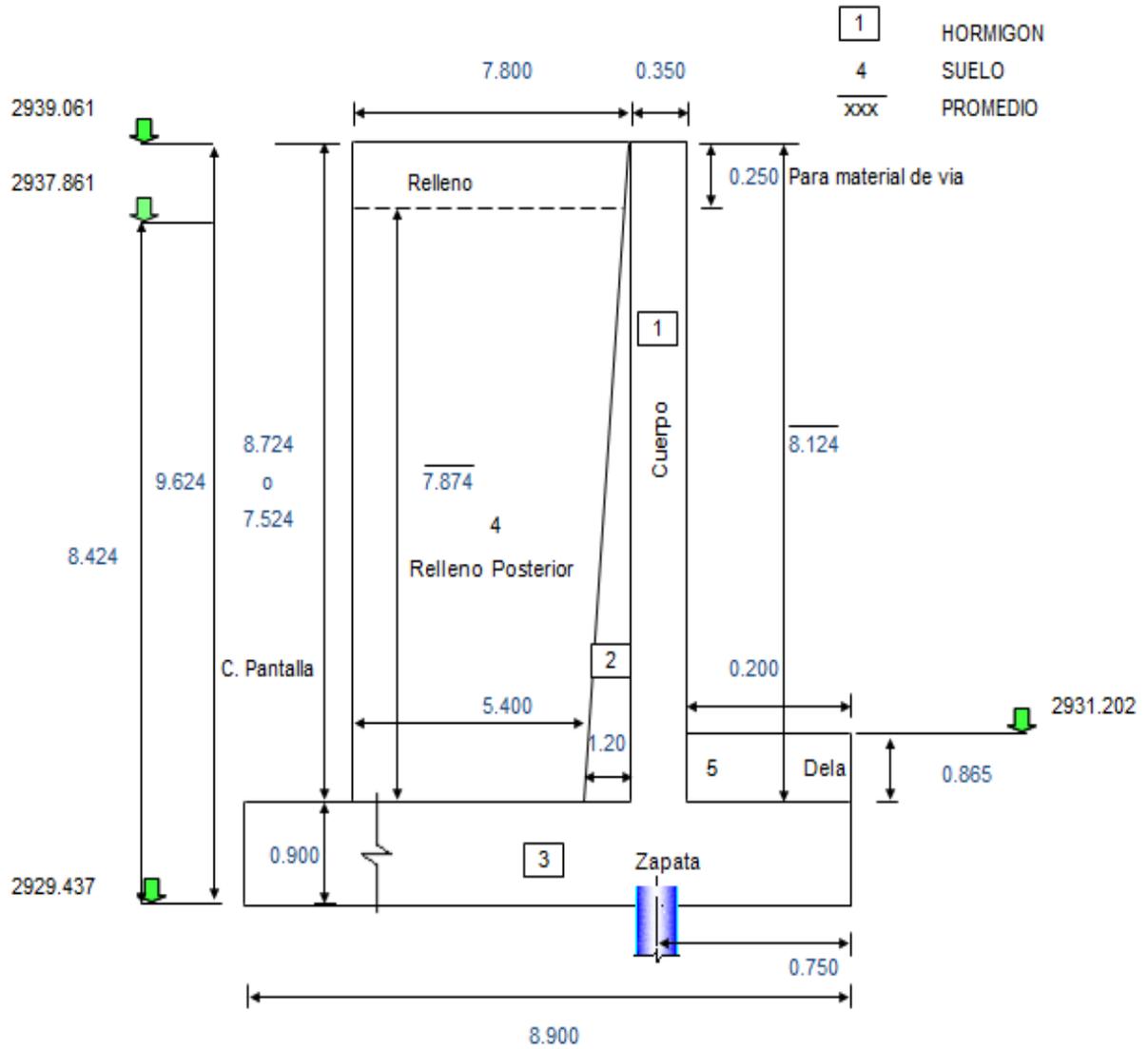
TABLA 4.10.19
PESO Y MOMENTO ESTABILIZANTE

FIG.	F verticales Peso t	X (m)	Me (tm)
1	102.362	-0.375	-38.386
2	175.478	0.200	35.096
3	288.360	3.700	1066.932
4	1403.147	4.300	6033.531
5	4.671	-0.650	-3.036
6	102.362	7.775	795.868
7	175.478	7.200	1263.444
8	4.671	8.050	37.602
Σ	2256.530		9191.051

Fuente: Elaboración Propia.

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote = 0.750 m

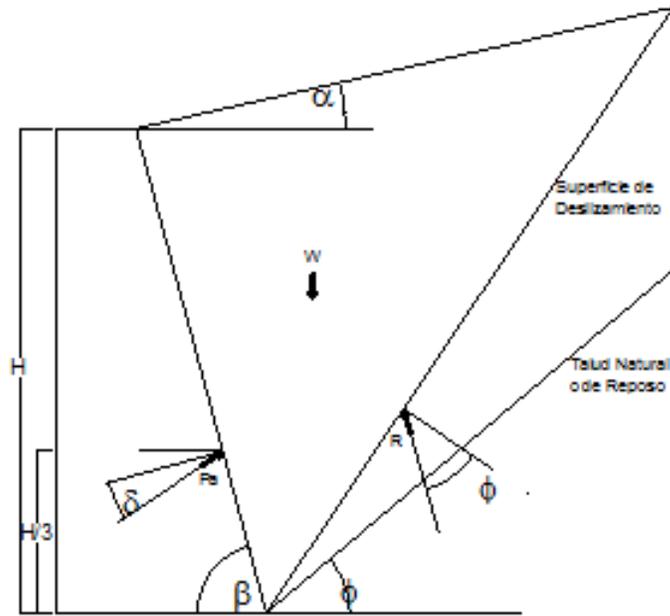
GRAFICO 4.10.19
GEOMETRIA DEL MURO



PRESION DE TIERRAS

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata.

GRAFICO 4.10.20
LINEAS DE INFLUENCIA SOBRE EL MURO



- $\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo
- $\alpha = 0.00^\circ$ Angulo inclinación talud relleno
- $\phi = 32.00^\circ$ Angulo de fricción interna del suelo
- $\beta = 90.00^\circ$ Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- $\delta = 16.00^\circ$ Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)
- $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo
- $K_p = 3.25$

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\beta + \Phi)}{\text{Sen}^2\beta * \text{Sen}(\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\Phi + \delta) * \text{Sen}(\Phi - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta) * \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$K_a = 0.278$ Coeficiente de empuje activo

$h' = 0.600$ m Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno.
Art. 5.5.2

$h = 8.774$ m Altura para presión de tierras

$q_1 = 0.300$ t/m² Presión por sobrecarga $\gamma\sigma \times K_a \times h'$

$q_2 = 4.693$ t/m² Presión máxima para Grupo I $\gamma\sigma \times K_a \times (h' + h)$

$a = 15.000$ m Ancho de presión de tierras

$$E = \frac{q_1 + q_2}{2} * h * a$$

$E_{a1} = 328.610$ t Empuje de tierras con sobrecarga

$y_e = 3.101$ m Ubicación de empuje desde eje xx

$ME_o = 1018.889$ tm Momento por presión de tierra

$E_{p2} = 32.875$ t Empuje de tierras pasiva

$y_e = 0.288$ m Ubicación de empuje desde eje xx

$ME_o = 9.479$ tm Momento por presión de tierra

SISMO

ACELERACION A: (Z) 0.40

COEFICIENTE DE SITIO S: 1.5

$E_q = W \times A$ $W =$ Carga muerta (Peso)

$$A = 0.400$$

$$K_h = 0.200$$

TABLA 4.10.20

SISMO EN INFRAESTRUCTURA

Infraestructura: solo Muro

Desde N. Inferior de zapata

FIG.	PESO	y	M = Py	ELEMENTO
1	102.362	4.962	507.922	Pantalla Derecha
2	175.478	3.608	633.126	Pantalla Derecha
3	288.360	0.450	129.762	Zapata
6	102.362	4.962	507.922	Pantalla Izquierda
7	175.478	3.608	633.126	Pantalla Izquierda
Σ	844.042		2411.859	

Fuente: Elaboración Propia.

$$E_q = 0.200 \times 844.042 = 168.808 \text{ t}$$

$$h_i = 2.858 \text{ m} \quad \text{Altura promedio del muro}$$

$$M_{eq-i} = 482.372 \text{ tm}$$

Suelo

METODO DE MONONOBÉ-OKABÉ

Presión de tierras sin sobrecarga:

$$q_2 = 4.393 \text{ t/m}^2 \quad \text{Presión máxima sin sobrecarga}$$

$$E_a = 289.074 \text{ t} \quad \text{Empuje de tierras normal sin sobrecarga}$$

$$E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma h^2 (1 - K_v) K_{ad} a$$

$$K_{ad} = \text{Coeficiente sísmica de presión activa}$$

$$Kad = \frac{\text{Sen}^2(\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos}\theta * \text{Sen}^2\beta * \text{Sen}(\beta - \theta' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\Phi + \delta) * \text{Sen}(\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta - \theta') * \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

Ead Fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

$$\theta' = \text{Arctg}\left(\frac{Kh}{1-Kv}\right)$$

Kh = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal

Kv = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)

Kh/(1-Kv)= 0.200

θ' = Arc tag (0.200)

θ' = 11.310 °

α = 0.000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno

ϕ = 32.000° Angulo de fricción interna del suelo

β = 90.000° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro

δ = 16.000 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro

Kad = 0.422

Ead = 438.120 t Empuje de tierras

ΔEad = 149.047 t Incremento dinámico de empuje

$$MEad = Ea * \frac{h}{3} + \Delta Eae * (h * 0.6)$$

MEad = 1 630.086 tm Momento por el Método de Mononobe – Okabe.

GRAFICO 4.10.21
FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL MURO

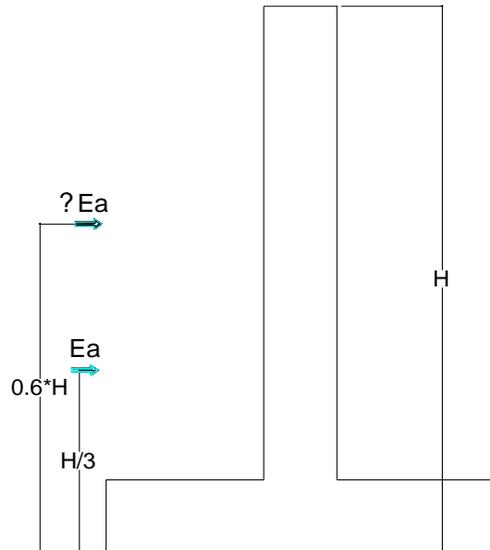


TABLA 4.10.21
SISMO EN MURO

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	168.808	482.372
METODO DE MONONOBE-OKABE	149.047	1630.086
Total	317.855	2112.457

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 4.10.22

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

(CM + CV + E) Grupo I Estribo con carga viva

FIG.	F verticales Peso t	X (m)	Me (tm)
1	102.362	-0.375	-38.386
2	175.478	0.200	35.096
3	288.360	3.700	1066.932
4*	127.559	6.800	867.400
5	4.671	-0.650	-3.036
6	102.362	7.775	795.868
7	175.478	7.200	1263.444
8	4.671	8.050	37.602
9*	1148.029	3.700	4247.708
10*	127.559	0.600	76.535
Σ	2256.530		8349.162

Fuente: Elaboración Propia.

GRAFICO 4.10.22

FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL MURO GRUPO I

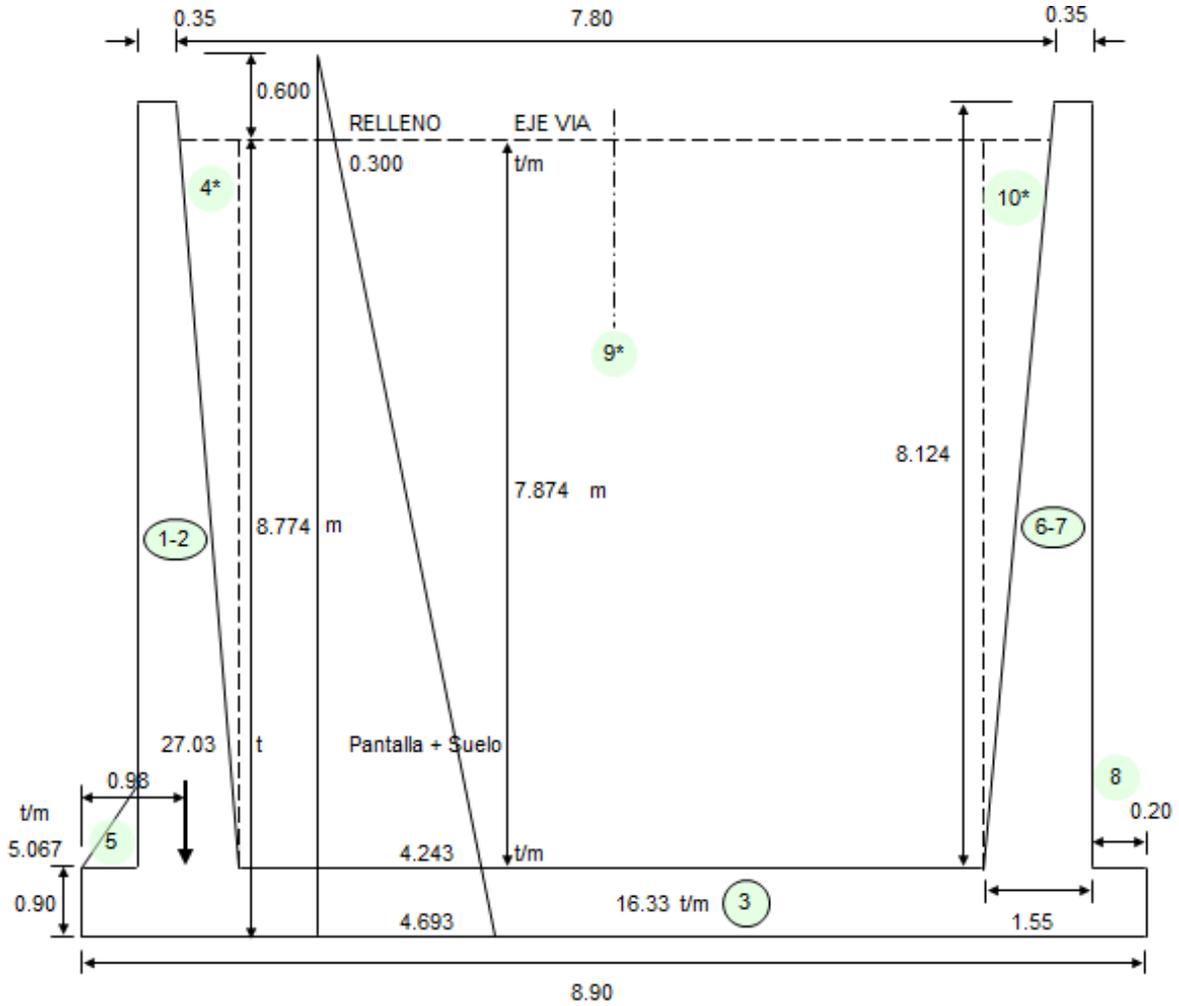


TABLA 4.10.23

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

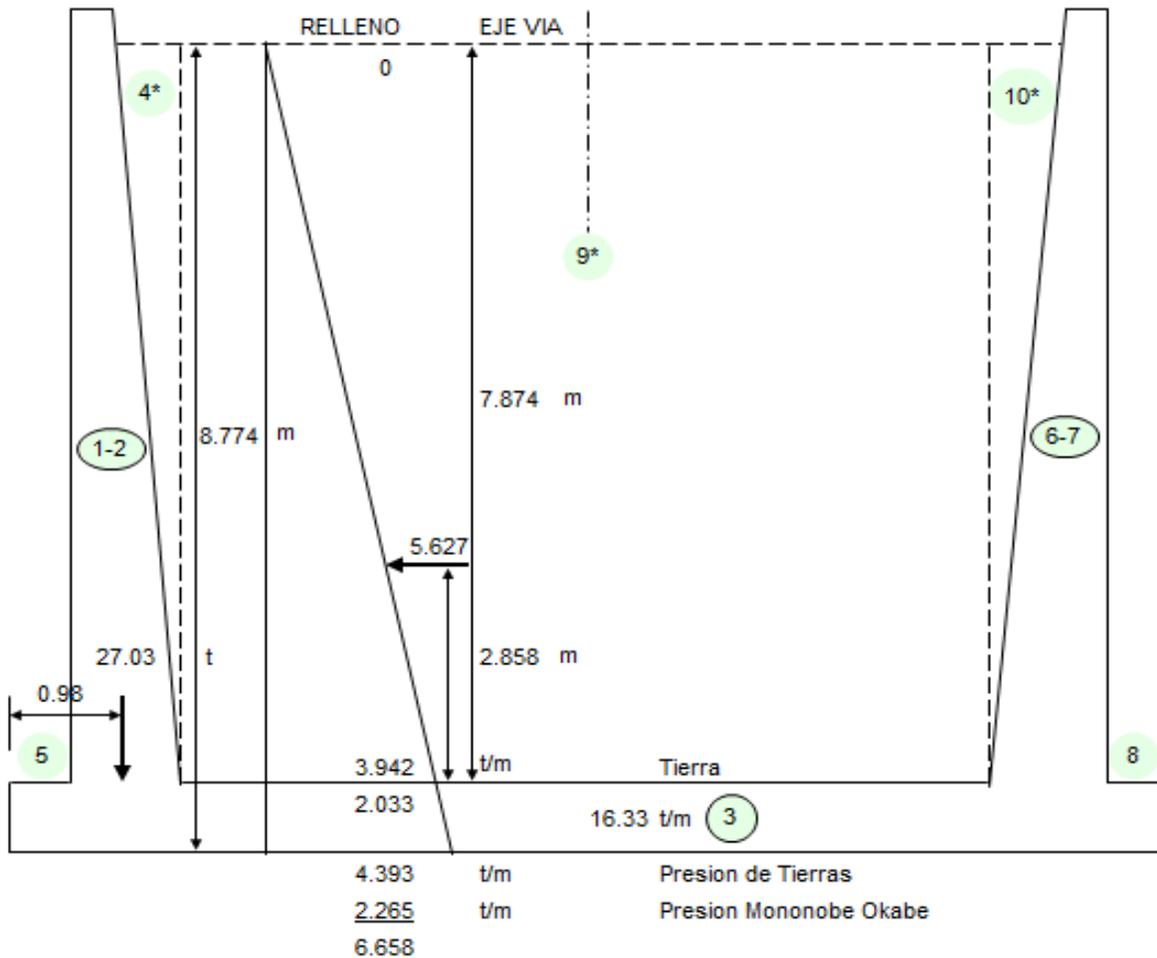
(CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F Horiz. Peso t	X (m)	Y (m)	Me (tm)	Mv (tm)
1	102.362		-0.375		-38.386	
2	175.478		0.200		35.096	
3	288.360		3.700		1066.932	
4*	127.559		6.800		867.400	
5	4.671		-0.650		-3.036	
6	102.362		7.775		795.868	
7	175.478		7.200		1263.444	
8	4.671		8.050		37.602	
9*	1148.029		3.700		4247.708	
10*	127.559		0.600		76.535	
Eq		168.808		2.858		482.372
Σ	2256.530	168.808			8349.162	482.372

Fuente: Elaboración Propia.

GRAFICO 4.10.23

FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL MURO GRUPO VII



FACTORES DE SEGURIDAD

DESLIZAMIENTO

$\mu = 0.625$ Rozamiento entre hormigón y suelo $\tan(\phi)$

$W_{pp} =$ Carga (Peso)

$E_a =$ Empuje tierras y sismo

$$FSd = \frac{\mu \cdot \sum F_v}{\sum F_h}$$

$$FSd = \frac{0.625 \times 2256.530}{168.808} = 8.353$$

VOLCAMIENTO

 $\sum Me =$ Momento Estabilizante $Mv =$ Momento de Empuje tierras y sismo

$$FSv = \frac{\sum Me}{Mv}$$

$$FSv = \frac{8349.162}{482.372} = 17.309$$

De acuerdo al Art. 5.5.5 AASHTO, cuando se combine con sismo, los factores de seguridad pueden ser reducidos a un 75%

$$FSD \text{ adm} = 1.250 \quad FSV \text{ adm} = 1.500 \quad \text{OK}$$

CALCULO A FLEXION

MOMENTOS DEL GRUPO I (CM+CV+E)

GRAFICO 4.10.24

FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA CIMENTACION

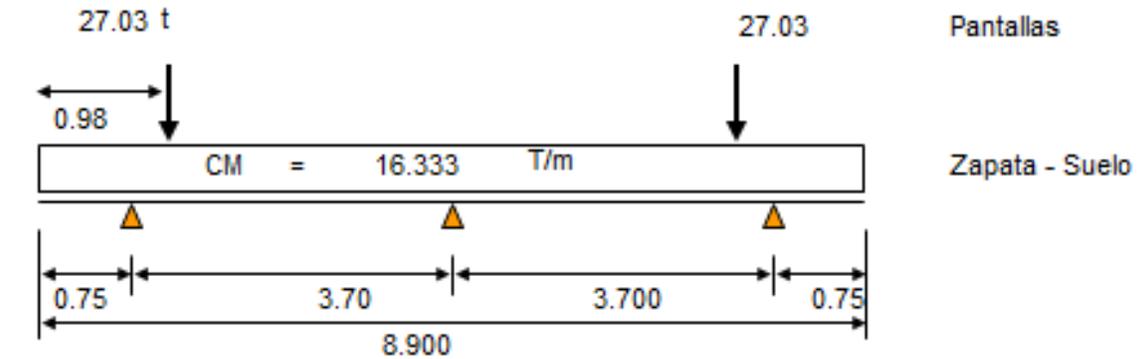
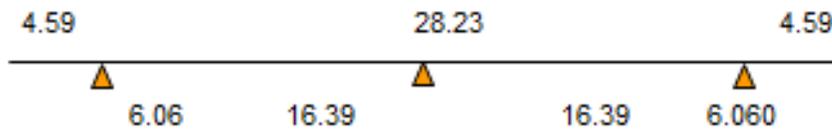


DIAGRAMA DE MOMENTOS



MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)

GRAFICO 4.10.25

FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA CIMENTACION

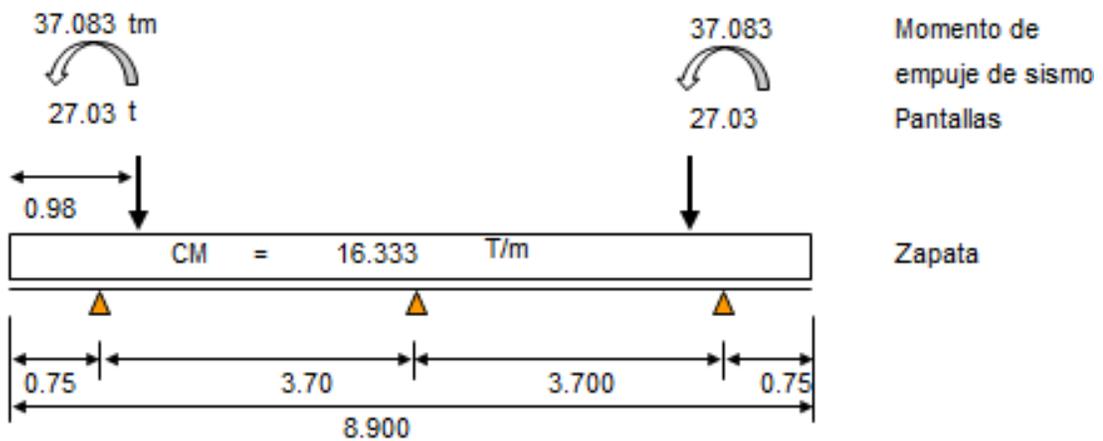
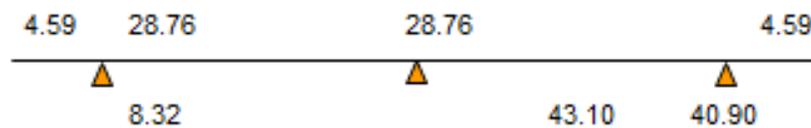


DIAGRAMA DE MOMENTOS



RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

$$L = 15.000 \text{ m} \quad \text{Largo de zapata}$$

$$b = 8.900 \text{ m} \quad \text{Ancho de zapata}$$

$$A = 133.500 \text{ m}^2 \quad \text{Área}$$

$$Yz = 4.450 \text{ m} \quad \text{C. g. zapata}$$

$$I_x = 881.211 \text{ m}^4 \quad \text{Inercia eje x}$$

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

$$P = 2\,256.530 \text{ t}$$

$$E = 0.000 \text{ t} \quad \text{Empuje de tierras}$$

$$\sum Me = 8\,349.162 \text{ tm}$$

$$MEo = 0.000 \text{ tm} \quad \text{Momento por Empuje de tierras}$$

$$y = 3.700 \text{ m}$$

$$e = 0.000 \text{ m} \quad \text{Con respecto al c. g. zapata}$$

$$M = 0.000 \text{ tm}$$

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

$$P = 2\,256.530 \text{ t}$$

Diseñamos con el caso más crítico para nuestro caso (VII)

$$E = 168.808 \text{ t} \quad \text{Empuje tierras y sismo}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Me &= 8\,349.162 \text{ tm Momento Estabilizante sin CV} \\ Mo &= 482.372 \text{ tm Momento de Empuje tierras y sismo} \\ y &= 3.486 \text{ m} \\ e &= 0.214 \text{ m Excentricidad con respecto al c. g. zapata} \\ M &= 482.372 \text{ tm} \end{aligned}$$

ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

TABLA 4.10.23

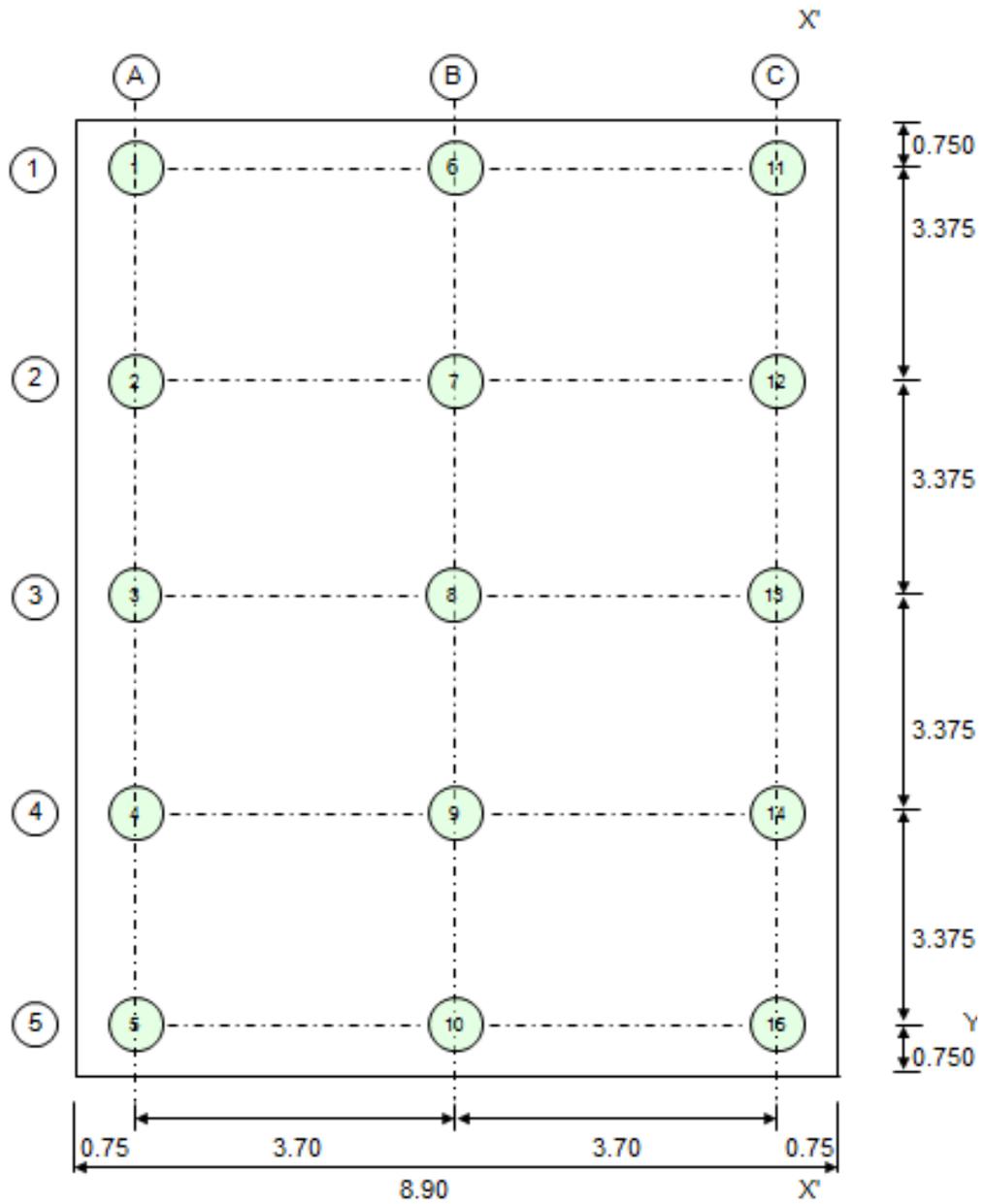
PILOTES

DATOS DE PILOTES	Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p (mm)	800.00	800.00
CAPACIDAD DE CARGA C_p (t)	199.00	181.00
CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA P_f (t)	0.00	0.00
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE PILOTES	2919.00	2920.00
COTA DE ZAPATA (msnm)	2929.44	2929.44
LONGITUD APROXIMADA PILOTES (m)	10.44	9.44
NUMERO TOTAL DE PILOTES	15	15

Fuente: Elaboración Propia.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DEL GRUPO DE PILOTE

GRAFICO 4.10.26
DISTRIBUCION DE PILOTES



Con respecto al eje $x' - x'$

$Y_p =$ Centro de gravedad del grupo de pilotes

$I_{gpx} =$ Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

TABLA 4.10.24

INERCIA EN EL GRUPO DE PILOTES EN EL EJE X-X

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL C.G. DE PILOTES dp	$I_{gp} \text{ No } x (dp)^2$
A	5	1,2,3,4,5	7.400	37.000	-3.700	68.450
B	5	6,7,8,9,10	3.700	18.500	0.000	0.000
C	5	11,12,13,14,15	0.000	0.000	3.700	68.450
Σ	15			55.500		136.900

Fuente: Elaboración Propia.

$$Y_p = \frac{55.5}{15.0} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 136.90 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

$X_p =$ Centro de gravedad del grupo de pilotes

$I_{gpy} =$ Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

TABLA 4.10.25

INERCIA EN EL GRUPO DE PILOTES EN EL EJE Y-Y

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL C.G. DE PILOTES dp	$I_{gp} \text{ No } x (dp)^2$
1	3	1,6,11	13.500	40.500	6.750	136.688
2	3	2,7,12	10.125	30.375	3.375	34.172
3	3	3,8,13	6.750	20.250	0.000	0.000
4	3	4,9,14	3.375	10.125	-3.375	34.172
5	3	5,10,15	0.000	0.000	-6.750	136.688
Σ	15			101.250		341.719

Fuente: Elaboración Propia.

$$Y_p = \frac{101.250}{15.00} = 6.750 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 341.719 \text{ pil.m}^2$$

CARGAS EN LOS PILOTES

TABLA 4.10.26

COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I		GRUPO VII	
Yo (m)	3.700	Yo (m)	3.486
e (m)	$Y_p - Y_x$	e (m)	$Y_p - Y_x$
e (m)	0.000	e (m)	0.214
Pi (t)	2256.530	Pi (t)	2256.530
Mx (tm)	0.000	Mx (tm)	482.372
Mx/I _{gpx}	0.000	Mx/I _{gpx}	3.524

Fuente: Elaboración Propia.

$$P_p = \text{Carga en cada pilote}$$

$$P_p = P / N \pm M_{dp} / I_{gpy}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 168.808 \text{ t} \quad \text{Carga sísmica total: superestructura + estribo}$$

$$M_{eq} = 482.372 \text{ tm} \quad \text{Momento sísmico total: superestructura + estribo}$$

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

$$E_q = 50.642 \text{ t}$$

$$M_{eqy} = 144.712 \text{ tm}$$

$$M_y/I_{gpy} = 0.423$$

TABLA 4.10.27

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION Y

FILA	Nº Pilotes	PILOTES	dp	GRUPO I (t)	GRUPO VII (t)
A	5	1,2,3,4,5	-3.700	150.435	137.398
B	5	6,7,8,9,10	0.000	150.435	150.435
C	5	11,12,13,14,15	3.700	150.435	163.472

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 4.10.28

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION X

FILA	Nº Pilotes	PILOTES	dp	GRUPO VII (t)
1	3	1,6,11	6.750	2.858
2	3	2,7,12	3.375	1.429
3	3	3,8,13	0.000	0.000
4	3	4,9,14	-3.375	-1.429
5	3	5,10,15	-6.750	-2.858

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 4.10.29

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII (t)	PILOTES	GRUPO VII (t)
1	140.257	9	149.006
2	138.828	10	147.577
3	137.398	11	166.331
4	135.969	12	164.902
5	134.540	13	163.472
6	153.294	14	162.043
7	151.865	15	160.614
8	150.435		

Fuente: Elaboración Propia.

TABLA 4.10.30

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ELEMENTO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	GrupoVII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
ESTRIBO				
IZQ. (A)	150.44	140.26	58.69	78.06
CEN. (B)	150.44	150.44	58.69	78.06
DER. (C)	150.44	166.33	58.69	78.06

Fuente: Elaboración Propia.

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO.

CIMENTACION

Analizamos la parte frontal de la zapata. Diseñamos para el Grupo VII

DATOS DE CIMENTACION

L_c	=	15.000m	Longitud del cimentación
h_z	=	0.900 m	Altura de zapata
r_i	=	0.200 m	Recubrimiento armadura flexión
d	=	0.700 m	Altura efectiva en flexión
e	=	0.750 m	Distancia de borde a eje de pilotes
n	=	15 pil.	Numero de Pilotes
b	=	8.90	Ancho de la cimentación
A	=	133.500m ²	Área total para flexión $A = b \times L_c$
f_u	=	1.400	

Armadura:

f'_c	=	280	kg/cm ²
F_y	=	4 200	kg/cm ²
b	=	890.00	cm
h_z	=	90.00	cm
r_i	=	20.00	cm
d	=	70.00	cm

$r_{\text{mín}}$.- En función del momento de agrietamiento

M_u (tm)	A_{smin} (cm ²)	A_{scal} (cm ²)	$1.33A_{scal}$ (cm ²)	$A_{sdefin.}$ (cm ²)
28.76	40.26	23.33	15.25	20.28
43.10	60.34	23.33	22.88	23.33

Usamos:

Superior	1 Ø 22 mm a 0,17 m	22.81 cm ²
Inferior	1 Ø 22 mm a 0,25 m	15.21 cm ²
Inferior	1 Ø 18 mm a 0,25 m	10.18 cm ²

$\rho_{tem} = 0.0018$ b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)

$A_{st} = 12.60 \text{ cm}^2/\text{m}$ 2/3 4.20 cm²/m

Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inf. – Sup. 4.52 cm²/m

CORTE: Chequeamos el corte en la sección a - a

$$V_{aa} = 59.24 \text{ t}$$

$$V_{uaa} = 82.94 \text{ t}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad \phi = 0.85$$

$$v_u = 8.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c > v_u \quad \text{OK} \quad \text{con un } d = 120 \text{ cm}$$

Chequeamos el corte en la sección b-b (A una distancia d)

$$V_{bb} = 22.40 \text{ t} \quad \text{Corte en la sección bb}$$

$$V_{ubb} = 31.36 \text{ t} \quad \text{Corte último en sección bb}$$

$$v_u = 5.27 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo cortante en la sección bb}$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f_c}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2 \quad v_c > v_u \quad \text{OK}$$

Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

$$V_{cc} = 48.270 \text{ t} \quad \text{Corte en el centro}$$

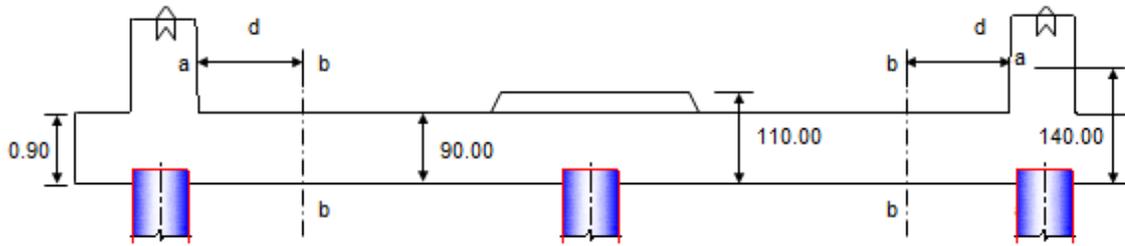
$$V_{ucc} = 67.58 \text{ t} \quad \text{Corte último en el centro}$$

$$v_u = 11.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c > v_u \quad \text{OK} \quad \text{con un } d = 90 \text{ cm}$$

GRAFICO 4.10.27

CORTE EN MURO



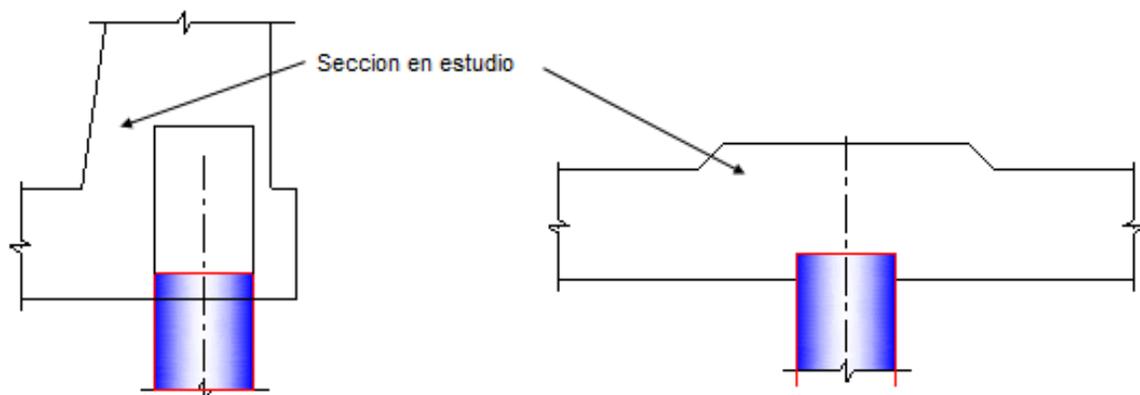
Los cortes en los puntos anteriores necesitan un peralte en la sección a - a de 1.40 metros para que el corte me satisfaga

Y en centro de la viga se necesita un peralte de 1.10 metros, por lo q en ese sector se incrementa el peralte de la zapata

Pero la sección en estudio se encuentra ubicada en la parte inferior de la pantalla, como se indica en la figura.

GRAFICO 4.10.28

SECCIONES DE CORTE



4.10.4.3. Diseño del cuerpo

Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 15.00 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

TABLA 4.10.31

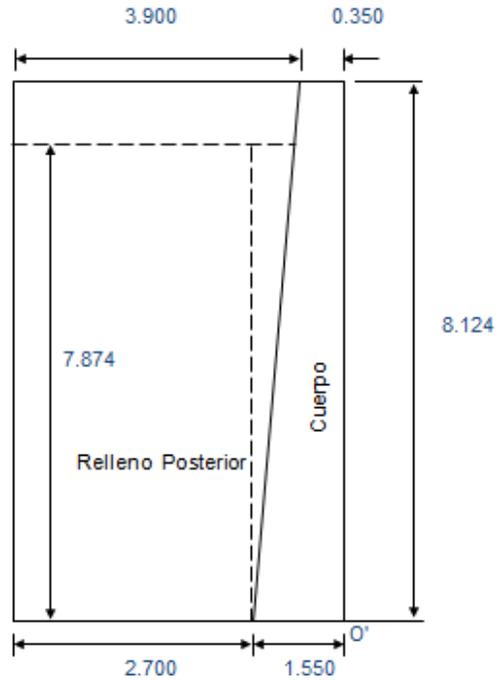
MOMENTO ESTABILIZANTE

FIG.	PESO (t)	Xo (m)	Me' (tm)
1	6.824	0.175	1.194
2	11.699	0.750	8.774
3	8.504	1.150	9.780
Σ	27.027		19.748

Fuente: Elaboración Propia.

GRAFICO 4.10.29

DIMENSIONAMIENTO DE MURO



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- ϕ = 32.000° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 7.874 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 4.243 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 17.886t Empuje de tierras
- y_e = 2.798 m Ubicación de empuje
- $M_{vo'}$ = 50.049tm Momento por presión de tierras

TABLA 4.10.32
MOMENTO DE VOLCAMIENTO

FIG.	PESO	y	Mv = Py
1	6.824	4.062	27.720
2	11.699	2.708	31.680
Σ	18.523		59.399

Fuente: Elaboración Propia.

A	=	0.400	Aceleración del sitio.
Kh	=	0.200	Aceleración horizontal
S	=	1.500	Coefficiente de sitio
W	=	18.523 t	Peso
y	=	3.207 m	Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
EQ	=	18.523 x 0.200 = 3.705 t	
Meq-i	=	11.880 tm	

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

γ_s	=	1.80 t/m ³	Peso específico del suelo
h	=	7.874 m	
a	=	1.00 m	
Ka	=	0.278	Coefficiente de empuje activo
Kad	=	0.422	Coefficiente sísmica de presión activa
Kh	=	0.200	Coefficiente de aceleración horizontal
Kv	=	0.000	Coefficiente de aceleración vertical (adoptado)

Presión de tierras sin sobrecarga:

$$q_2 = 3.942 \text{ t/m}^2 \text{ Presión máxima sin sobrecarga}$$

$$E_a = 15.521 \text{ t Empuje de tierras normal sin sobrecarga}$$

$$E_{ad} = \frac{1}{2} g_s H^2 (1 - K_v) K_{ae} a$$

$$E_{ad} = 23.523 \text{ t}$$

$$\Delta E_{ad} = 8.003 \text{ t}$$

$$M_{ead} = 78.544 \text{ tm}$$

TABLA 4.10.33
SISMO EN EL MURO

Elemento	Empuje (t)	Mv (tm)
Muro	3.705	11.880
Método de Mononobe - Okabe	23.523	78.544
Total	27.228	90.424

Fuente: Elaboración Propia.

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

$$f_u = 1.70 \text{ Grupo I}$$

$$f_u = 1.40 \text{ Grupo VII}$$

Armadura:

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$h = 155.00 \text{ cm}$$

$$r = 7.00 \text{ cm}$$

$$d = 148.00 \text{ cm}$$

GRAFICO 4.10.30

FUERZAS QUE ACTUA EN EL MURO

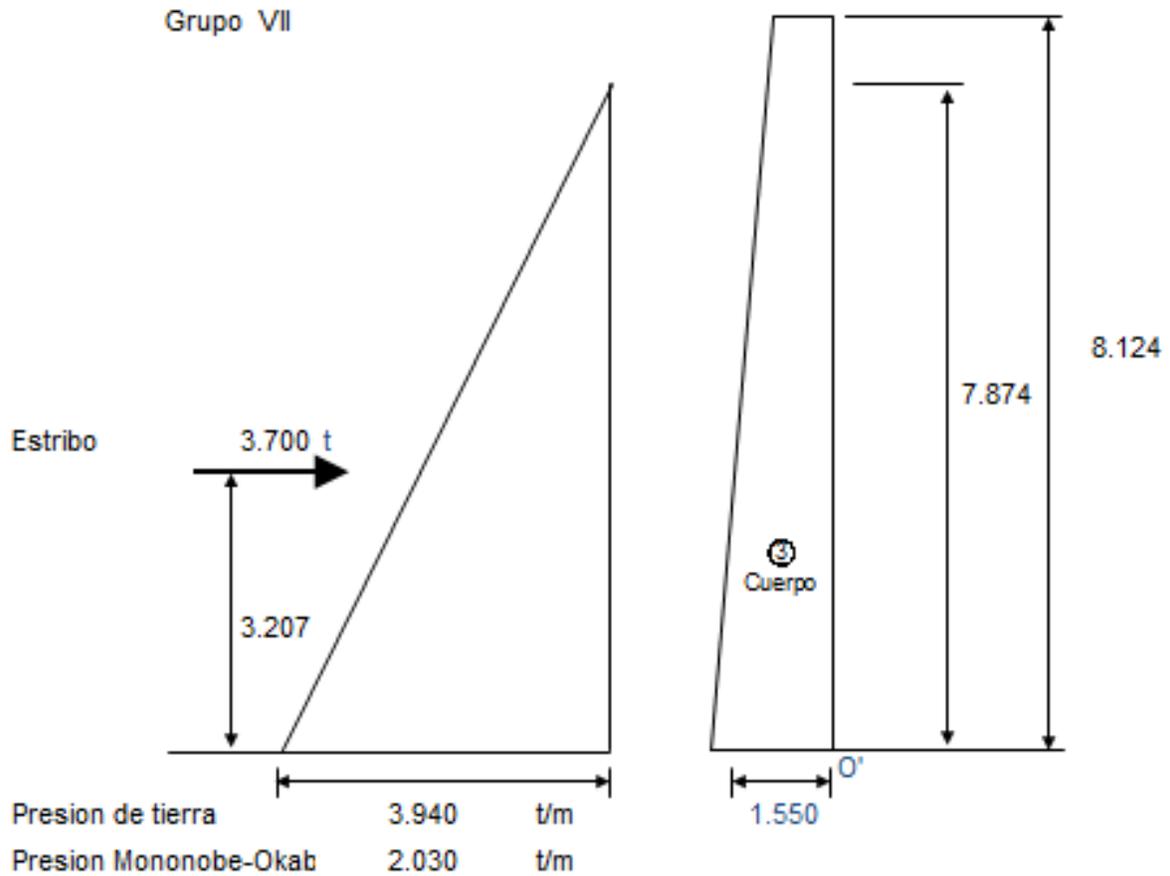


TABLA 4.10.34

RESUMEN DE MOMENTOS Y CORTES

Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm ²	Ascal cm ²
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
1.639	1.204	0.99	0.54	0.76	52.21	17.40	0.13
3.278	2.409	3.95	4.31	6.04	76.42	25.47	1.08
4.917	3.613	12.58	14.56	20.39	100.63	33.54	3.65
5.986	4.399	16.87	30.23	42.32	116.42	38.81	7.60
7.055	5.184	21.99	50.92	71.29	132.21	44.07	12.84
8.124	5.970	27.95	77.53	108.55	148.00	49.33	19.63

Fuente: Elaboración Propia.

Corte:

$$V = 27.950 \text{ t} \quad \text{Grupo VII}$$

$$Vu = 39.130 \text{ t}$$

$$vu = 2.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > vu \quad \text{OK}$$

4.10.5. DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

H_t	=	168.808 t	Fuerza horizontal total
F_f	=	112.827 t	Fuerza de fricción (asumida $0,15W$)
F_p	=	55.982 t	Fuerza lateral en pilotes
N_p	=	15	Número de pilotes.
H_{py}	=	3.732 t	Fuerza horizontal en dirección y , en cada pilote
H_{px}	=	3.376 t	Fuerza horizontal en dirección x , en cada pilote
H_p	=	5.033 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
h_e	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
M_p	=	12.582 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

P_f	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
P_p	=	166.331 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.076 m	
f_p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
A_g	=	5 026.55 cm ²	
$A_{smín}$	=	50.27 cm ²	1% de A_g .
Usamos:		16 Ø 25 mm	Armadura longitudinal principal

$$A_s = 78.5 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ principal}$$

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_{bal} = 43.291 \text{ cm}$$

$$e_{bal} = 0.282 \text{ m}$$

$$\phi = 0.75$$

$$P_{u\text{ bal}} = 553.049 \text{ t}$$

$$P_{u\text{ o}} = 961.027 \text{ t}$$

Resultados:

$$c = 49.90 \text{ cm}$$

$$P_u = 501.735 \text{ t}$$

$$M_u = 40.265 \text{ tm}$$

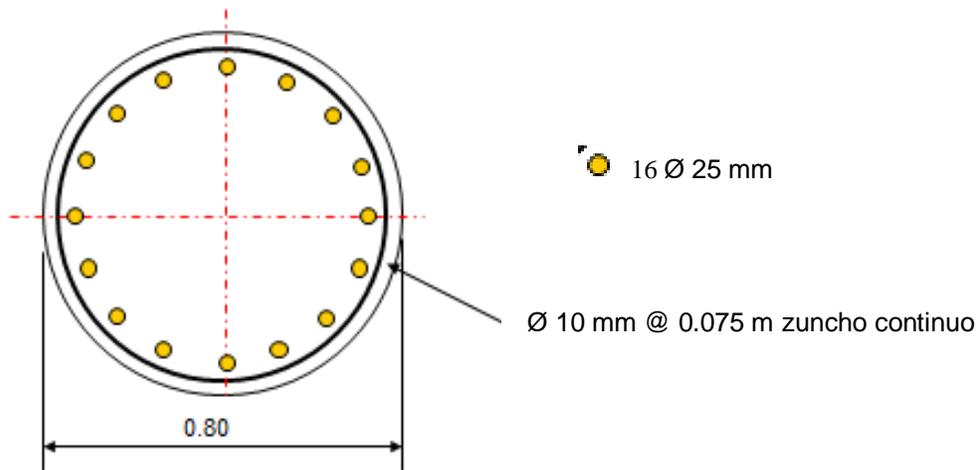
$$e = 0.08 \text{ m}$$

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad:

$$F_s = 3.016$$

Espiral.- Usaremos un zuncho continuo $\varnothing 10 \text{ mm}$ a 0,075 m

GRAFICO 4.10.31
DISTRIBUCION DE ACERO DE PILOTE

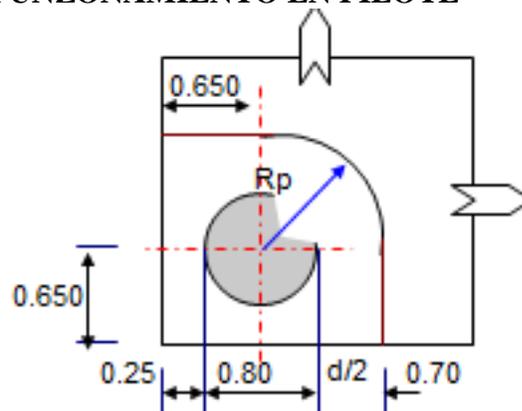


CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

- $d = 0.90$ m Peralte efectivo.
- $P_p = 166.331$ t Carga del pilote.
- $f_u = 1.7$ Factor mayoración
- $P_{pu} = 282.763$ t Carga última del pilote

GRAFICO 4.10.32
PUNZONAMIENTO EN PILOTE



$8R_p$	=	0.85 m	Radio de punzonamiento
l_p	=	2.835 m	Longitud para punzonamiento.
A_p	=	25516.29 cm ²	Área resistente al punzonamiento
v_u	=	11.08 kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
v_c	=	$\sqrt{f'_c}$	
v_c	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.
v_c	>	v_u	OK

4.11. SISTEMA DE DRENAJE

4.11.1. DRENAJE DEL ESTRIBO

Los estribos por ser muros de contención típicos necesariamente debe contener de un sistema de drenaje que impide la sobresaturación del suelo y consecuentemente el incremento de empuje del relleno. El drenaje es un elemento muy importante, ya que la ausencia de este elemento puede ocasionar inclusive el colapso de la estructura, el sistema de drenaje está formado por una capa permeable colocado dentro del muro y tubos colocados transversalmente en el muro para facilitar la evacuación del agua.

La capa permeable puede ser formada de cualquier material que cumpla requisitos de ser resistente a las sollicitaciones y que permita el libre flujo del agua.

4.11.2. DRENAJE DE TABLEROS

La superficie del tablero deberá tener pendientes transversales y longitudinales.

En el diseño de tableros se deberán considerar los efectos estructurales de las aberturas para drenaje.

El tablero de un puente y sus accesorios carreteros se deben diseñar para permitir el paso seguro y eficiente de la escorrentía superficial de la calzada, de manera de minimizar los daños al puente y maximizar la seguridad de los vehículos que lo cruzan.

Se debe disponer de un drenaje transversal o peralte suficiente para permitir un drenaje positivo.

Siempre que sea posible, los tableros de puentes deberían ser impermeables al agua y todo el drenaje del tablero se debería llevar hasta los extremos del puente.

Los puentes deberían mantener una gradiente longitudinal. Se deben evitar las curvas verticales.

CAPITULO V

5. ANALISIS FINANCIERO COMPARATIVO

5.1. INTRODUCCIÓN

El proyecto “PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA”, es parte de la Avenida. Escalón 1 que conecta desde la nueva vía Simón Bolívar hasta la nueva vía Occidental. Presentándose en la misma la necesidad de desarrollar estudios para la construcción de pasos elevados en zonas donde se requiere este tipo de estructuras específicamente en las intersecciones con la Av. Maldonado, acortando la distancia, por lo que atravesar el área de la zona sur del Distrito Metropolitano de Quito llevaría menor tiempo, motivo por lo que se le considera como uno de las proyectos importantes para el desarrollo del sector.

5.2. OBJETIVO

La evaluación económica tiene como finalidad el identificar y medir apropiadamente los impactos de tipo económico que genera esta solución vial sobre los recursos reales comprometidos y asignarles, en cuanto sea posible un valor que pueda expresar el aporte marginal de cada recurso al bienestar de la economía y la comunidad nacionales.

Lo que nos permite determinar si la solución planteada realmente constituye una óptima solución para la ciudad de Quito a través de observar si los beneficios económicos son superiores a los costos económicos.

5.3. RUBROS Y CANTIDADES DE OBRA

En el análisis del presupuesto de una obra se estructuran un grupo de rubros los mismos que se definen como el conjunto de operaciones manuales y mecánicas así como materiales que el contratista emplea en la realización de la obra, de acuerdo a planos y especificaciones técnicas. Para la construcción del PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA, se ha tomado en cuenta rubros que han sido obtenidos de las Especificaciones para Construcción de Caminos y Puentes del Ministerio de Obras Públicas del Ecuador, así como de múltiples proyectos ejecutados en nuestro medio que han servido de base para la estructuración del presupuesto aquí consignado. A continuación en el cuadro 5.1 y 5.2 se presentan los rubros y cantidades de obra, para la ejecución de las alternativas de vigas de hormigón y vigas de acero respectivamente.

5.4. PRECIOS UNITARIOS

“Precio unitario es establecer la remuneración a pago en moneda que debe ser reconocido por un trabajo en base a su unidad básica (m, m², m³, kg, km, etc.)”. Por lo tanto para crear un precio unitario es necesario establecer claramente la descripción del rubro que se pretende realizar que debe ser único, y su unidad. En el anexo 5.3 se presentan los cuadros de precios unitarios que contienen los costos directos para el proyecto en estudio.

5.5. PRESUPUESTO ESTIMATIVO

El presupuesto estimativo en términos financieros para las dos alternativas estructurales propuestas es de:

- Tablero de hormigón sobre vigas de hormigón armado con 2 tramos de 20 metros de luz.

\$ 2 557194,09 dólares americanos

- Tablero de hormigón sobre vigas metálicas de un solo tramo de 40 metros de luz.

\$ 2 804632,04 dólares americanos

En los cuadros 5.4 y 5.5 se presentan los presupuestos para las dos alternativas propuestas.

5.6. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

El Proyecto en estudio tiene dos cronogramas valorados con sus respectivas curvas de inversión propuestas para las alternativas estudiadas, los mismos que se muestran en los cuadros 5.6 y 5.7 a continuación:

5.7. METODO DE VALORACIÓN ECONÓMICA

Para la realización de la evaluación es necesario plantear los diferentes métodos de valoración económica, para los proyectos viales se utiliza normalmente los métodos indirectos y están basados en determinar el cambio de bienestar individual sin informar al usuario sobre el objeto del propio análisis.

En el cuadro 5.8 se presenta las diferencias entre el análisis financiero y el análisis económico:

Cuadro 5.8.

DIFERENCIAS ENTRE ANÁLISIS ECONÓMICO Y FINANCIERO.

	Análisis Económico	Análisis Financiero
Método de Evaluación.	Análisis Beneficio / Costo.	Análisis Costo / Ingreso.
	Precios Económicos.	Precios de Mercado.
	Comparación de la zona de influencia con y sin proyecto.	Estado Financiero.
Beneficiarios Directos.	Conductores, Peatones y Pasajeros.	Accionistas, Financistas y empleados.

Fuente: Elaboración Propia.

5.8. PARÁMETROS DE ANÁLISIS DEL PROYECTO

El proyecto del Paso a Desnivel sobre la Avenida Maldonado y sus diferentes componentes tiene como horizonte 30 años.

En el análisis de este tipo de Proyectos calificados como de interés social es pertinente realizarlo desde el punto de vista de los actores sociales que participan en el proyecto es decir los usuarios que son los beneficiarios directos (ver cuadro 5.8)

Para este estudio se compara dos situaciones con y sin proyecto.

Para facilidad de análisis se asumirá que todos los vehículos sin proyecto se trasladan a través de esta vía (ver fotografía 5.1). Y la situación con proyecto se planteará que todos los vehículos se trasladarán por el puente.

Fotografía 5.1.



Fuente: Google Earth, Visitas de Campo.

5.8.1. COSTO DE OPERACIÓN VEHICULAR.

Para el cálculo del costo de operación, se utilizó el el Software del Banco Mundial, denominado Model Vehicle Operating Costs (VOC) para lo cual es necesario analizar los siguientes aspectos:

- Características Geométricas del Proyecto (Cuadro 5.9)
- Características del vehículo Tipo
- Características de los neumáticos
- Condiciones de Utilización del Vehículo (Cuadro 5.10)
- Costos de Insumos (Cuadro 5.11).

Cuadro 5.9.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL PROYECTO

TRAMO	CONDICION	LONGITUD (m)	PENDIENTES		CURV.HOR. (º/Km)	ALTITUD m.s.n.m.	SUPERFICIE RODADURA	RUGOSIDAD (IRI)
			Positivas	Negativas				
249.18 m	Sin Proyecto	2524	2.30	2.30	59	2930	Grava Mala	16
	Con Proyecto	249.18	8	8	29	2930	Asfalto	3

Fuente: Elaboración Propia

Los vehículos tipo utilizados para este análisis provienen del estudio de tráfico desarrollado en el capítulo 2 de estudios preliminares, además cabe señalar que serán los mismos vehículos utilizados para la Av. Escalón 1. En el cuadro 5.3 se presentan las condiciones de utilización de cada uno de los vehículos utilizados, que son datos necesarios para la aplicación de software indicado

Cuadro 5.10.

CONDICIONES DE UTILIZACIÓN DE LOS VEHÍCULOS TIPO

TIPO DE VEHICULO	VELOCIDAD (Km/h)	SITUACION	
	RECORRIDO (Km)	SIN PROYECTO	CON PROYECTO
LIVIANO	Velocidad	30	50
	Recorrido	10800	18000
BUS	Velocidad	20	40
	Recorrido	50000	100000
CAMION	Velocidad	30	50
	Recorrido	30000	50000

Fuente: Elaboración Propia, Recorridos Anuales y Velocidades

Para la determinación del costo por operacional con y sin proyecto es necesario definir valores tales como el precio del vehículo, costo de combustible y lubricantes, etc. Estos datos se pueden observar en el Cuadro No. 5.11

Cuadro 5.11.

COSTOS DE INSUMOS

Rubros		Precio	Combustible	Lubricantes	Neumáticos
Unidad		USD	Lt	Lt	U
Vehículos Tipo	Automóvil	18000	0.5	5.5	113
	Bus Hino FGJPUZ	135000	0.26	12	770
	Camión Hino 500 1017 FC4JJUA	96800	0.26	12	770

Fuente: Elaboración Propia, Gasolinera PETROECUADOR, www.hino.com,

En el Cuadro No. 5.12, luego del ingreso de los parámetros necesarios y anteriormente detallados en el programa, observamos el resumen con el costo por operación vehicular (VOC) de 1000 vehículos por cada Kilometro con y sin proyecto.

Cuadro 5.12.

COSTOS DE OPERACIÓN POR CADA 1000 VEHÍCULOS POR CADA KILOMETRO.

TIPO DE VEHICULO	COSTOS DE OPERACION (USD)	
	SIN PROYECTO	CON PROYECTO
AUTOMOVIL LIVIANO	895.03	446.55
BUS HINO FGJPUZ	1603.36	1406.14
CAMION HINO 500 1017 FC4JJUA	2500.2	2170.4

Fuente: Resultados Programa VOC

Las variables de entrada y resultados obtenidos por la utilización del Programa VOC, se los puede observar en los anexos 5.8 - 5.13.

5.8.2. Costos Anuales de Operación

Considerando las diferencias de las dos situaciones analizadas se presenta en los cuadros 5.13 y 5.14 el costo por operación por unidad vehicular (VOC) al año por distancia recorrida con y sin proyecto.

Para la obtención de los costos anuales de operación, es necesario realizar las situaciones “Con” y “Sin” proyecto, aplicando el TPDA proyectado. Los mismos que servirán para cuantificar los Beneficios por efecto de ahorro en costos de operación. En los cuadros 5.15 y 5.16 se muestra la proyección de los costos de operación “Con” y “Sin” proyecto a 30 años, considerando un escenario optimista aplicando la inflación promedio medida para el 2012 que es del 2.71%, obtenida de la estadística proporcionada en el portal web del Banco Central del Ecuador.

Cuadro 5.13.

COSTO DE OPERACIÓN POR UNIDAD VEHICULAR SITUACIÓN SIN PROYECTO (USD).

PARAMETRO	TIPO DE VEHICULOS		
	Automóvil Liviano	Bus HINO FGJPUZ	Camión HINO 500 1017 FC4JJUA
Costo por 1000 Veh/Km	895.03	1603.36	2500.2
Longitud (Km)	2.524	2.524	2.524
Costo por Vehículo (diario)	2.26	4.05	6.31
Costo por Vehículo (anual)	824.56	1477.11	2303.33

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 5.14.

COSTO DE OPERACIÓN POR UNIDAD VEHICULAR SITUACIÓN CON PROYECTO (USD).

PARAMETRO	TIPO DE VEHICULOS		
	Automóvil Liviano	Bus HINO FGJPUZ	Camión HINO 500 1017 FC4JJUA
Costo por 1000 Veh/Km	446.55	1406.14	2170.4
Longitud (Km)	0.24918	0.24918	0.24918
Costo por Vehículo (diario)	0.11	0.35	0.54
Costo por Vehículo (anual)	40.61	127.89	197.40

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 5.15.

COSTO DE OPERACIÓN VEHICULAR PROYECTADA (USD), SITUACIÓN SIN PROYECTO.

AÑO	TIPO DE VEHICULOS								
	Automóvil Liviano			Bus HINO FGJPUZ			Camión HINO 500 1017 FC4JJUA		
	Cost./Uni.	TPDA	Costo TOTAL	Cost./Uni.	TPDA	Costo TOTAL	Cost./Uni.	TPDA	Costo TOTAL
0	824.56	10244.00	8446792.64	1477.11	875.00	1292471.25	2303.33	1955.00	4503010.15
1	846.91	10756.00	9109316.38	1517.14	918.00	1392734.23	2365.75	2053.00	4856885.25
2	869.86	11294.00	9824161.76	1558.25	965.00	1503715.27	2429.86	2155.00	5236352.77
3	893.43	11859.00	10595184.40	1600.48	1013.00	1621289.13	2495.71	2263.00	5647794.76
4	917.64	12451.00	11425557.84	1643.86	1063.00	1747418.86	2563.35	2376.00	6090507.99
5	942.51	13074.00	12322374.11	1688.40	1117.00	1885947.75	2632.81	2495.00	6568865.36
6	968.05	13728.00	13289416.38	1734.16	1173.00	2034169.91	2704.16	2620.00	7084901.73
7	994.29	14414.00	14331639.83	1781.16	1231.00	2192602.96	2777.44	2751.00	7640747.69
8	1021.23	15135.00	15456335.00	1829.43	1292.00	2363617.44	2852.71	2889.00	8241486.28
9	1048.91	15891.00	16668175.08	1879.00	1357.00	2549806.65	2930.02	3033.00	8886753.57
10	1077.33	16687.00	17977438.89	1929.92	1425.00	2750141.22	3009.42	3185.00	9585017.12
11	1106.53	17520.00	19386365.05	1982.22	1496.00	2965407.99	3090.98	3344.00	10336236.90
12	1136.51	18396.00	20907322.32	2035.94	1570.00	3196430.32	3174.75	3511.00	11146531.41
13	1167.31	19317.00	22549007.07	2091.12	1650.00	3450342.93	3260.78	3687.00	12022499.89
14	1198.95	20283.00	24318269.26	2147.79	1732.00	3719965.70	3349.15	3870.00	12961203.76
15	1231.44	21297.00	26225974.36	2205.99	1819.00	4012698.00	3439.91	4064.00	13979794.96
16	1264.81	22361.00	28282458.08	2265.77	1910.00	4327627.51	3533.13	4268.00	15079406.28
17	1299.09	23479.00	30501293.38	2327.18	2005.00	4665987.94	3628.88	4481.00	16261009.55
18	1334.29	24653.00	32894339.07	2390.24	2105.00	5031460.46	3727.22	4705.00	17536580.69
19	1370.45	25886.00	35475544.10	2455.02	2210.00	5425589.94	3828.23	4940.00	18911456.07
20	1407.59	27180.00	38258355.63	2521.55	2321.00	5852515.37	3931.98	5187.00	20395154.36
21	1445.74	28539.00	41259914.92	2589.88	2436.00	6308955.09	4038.53	5447.00	21997881.24
22	1484.92	29966.00	44497035.79	2660.07	2558.00	6804456.17	4147.98	5719.00	23722273.22
23	1525.16	31465.00	47989118.35	2732.16	2687.00	7341305.16	4260.39	6005.00	25583617.18
24	1566.49	33038.00	51753713.00	2806.20	2821.00	7916285.08	4375.84	6305.00	27589685.91
25	1608.94	34689.00	55812602.51	2882.25	2961.00	8534330.87	4494.43	6620.00	29753111.11
26	1652.54	36425.00	60193941.68	2960.36	3110.00	9206704.14	4616.23	6951.00	32087391.44
27	1697.33	38246.00	64916033.05	3040.58	3266.00	9930536.40	4741.33	7298.00	34602200.01
28	1743.33	40158.00	70008497.42	3122.98	3428.00	10705576.76	4869.82	7664.00	37322272.41
29	1790.57	42166.00	75501193.14	3207.61	3600.00	11547407.35	5001.79	8047.00	40249390.93
30	1839.09	44274.00	81424087.52	3294.54	3780.00	12453359.20	5137.34	8449.00	43405358.83

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 5.16.

COSTO DE OPERACIÓN VEHICULAR PROYECTADA (USD), SITUACIÓN CON PROYECTO.

AÑO	TIPO DE VEHICULOS								
	Automóvil Liviano			Bus HINO FGJPUZ			Camión HINO 500 1017 FC4JJUA		
	Cost./Uni.	TPDA	Costo TOTAL	Cost./Uni.	TPDA	Costo TOTAL	Cost./Uni.	TPDA	Costo TOTAL
0	446.55	10244.00	4574458.20	1406.14	875.00	1230372.50	2170.40	1955.00	4243132.00
1	458.65	10756.00	4933255.59	1444.25	918.00	1325818.19	2229.22	2053.00	4576584.23
2	471.08	11294.00	5320388.37	1483.39	965.00	1431466.98	2289.63	2155.00	4934151.88
3	483.85	11859.00	5737944.59	1523.59	1013.00	1543391.83	2351.68	2263.00	5321848.69
4	496.96	12451.00	6187642.93	1564.87	1063.00	1663461.46	2415.41	2376.00	5739012.01
5	510.43	13074.00	6673324.14	1607.28	1117.00	1795334.52	2480.87	2495.00	6189762.38
6	524.26	13728.00	7197037.07	1650.84	1173.00	1936435.12	2548.10	2620.00	6676017.21
7	538.47	14414.00	7761465.22	1695.58	1231.00	2087256.01	2617.15	2751.00	7199784.14
8	553.06	15135.00	8370556.90	1741.53	1292.00	2250053.84	2688.08	2889.00	7765852.84
9	568.05	15891.00	9026842.90	1788.72	1357.00	2427297.30	2760.92	3033.00	8373880.40
10	583.44	16687.00	9735889.85	1837.20	1425.00	2618006.49	2835.74	3185.00	9031845.70
11	599.25	17520.00	10498910.10	1886.99	1496.00	2822930.45	2912.59	3344.00	9739711.01
12	615.49	18396.00	11322602.09	1938.12	1570.00	3042852.95	2991.52	3511.00	10503241.73
13	632.17	19317.00	12211675.45	1990.65	1650.00	3284565.95	3072.59	3687.00	11328656.23
14	649.30	20283.00	13169839.84	2044.59	1732.00	3541234.28	3155.86	3870.00	12213185.54
15	666.90	21297.00	14202979.59	2100.00	1819.00	3819901.81	3241.39	4064.00	13172991.70
16	684.97	22361.00	15316692.12	2156.91	1910.00	4119700.06	3329.23	4268.00	14209142.15
17	703.54	23479.00	16518328.03	2215.36	2005.00	4441803.44	3419.45	4481.00	15322552.62
18	722.60	24653.00	17814309.58	2275.40	2105.00	4789716.28	3512.12	4705.00	16524507.88
19	742.18	25886.00	19212191.01	2337.06	2210.00	5164909.21	3607.29	4940.00	17820036.32
20	762.30	27180.00	20719254.76	2400.40	2321.00	5571322.36	3705.05	5187.00	19218107.27
21	782.96	28539.00	22344783.89	2465.45	2436.00	6005831.73	3805.46	5447.00	20728337.42
22	804.17	29966.00	24097884.12	2532.26	2558.00	6477525.71	3908.59	5719.00	22353211.13
23	825.97	31465.00	25989061.80	2600.89	2687.00	6988580.97	4014.51	6005.00	24107133.03
24	848.35	33038.00	28027821.56	2671.37	2821.00	7535935.11	4123.30	6305.00	25997427.33
25	871.34	34689.00	30225960.09	2743.76	2961.00	8124285.94	4235.04	6620.00	28035996.73
26	894.95	36425.00	32598724.97	2818.12	3110.00	8764354.01	4349.81	6951.00	30235560.85
27	919.21	38246.00	35156028.13	2894.49	3266.00	9453408.65	4467.69	7298.00	32605234.55
28	944.12	40158.00	37913911.08	2972.93	3428.00	10191211.02	4588.77	7664.00	35168325.87
29	969.70	42166.00	40888543.95	3053.50	3600.00	10992594.58	4713.12	8047.00	37926514.25
30	995.98	44274.00	44096155.87	3136.25	3780.00	11855018.58	4840.85	8449.00	40900344.63

Fuente: Elaboración Propia

5.9. COSTOS DE CONSTRUCCIÓN

El cálculo de los costos de construcción del proyecto sirve para alcanzar las siguientes finalidades:

- Cálculo de los costos de construcción en términos financieros que sirven para programas de inversión
- Cálculo de los costos de construcción en términos económicos, presupuesto que sirve para la etapa de evaluación del proyecto.

El cuadro 5.17 muestra los presupuestos de las dos alternativas tanto en términos financieros como en económicos, considerando que en términos económicos, al presupuesto financiero se aplica el factor 0.79 y obtenemos los valores en términos económicos, es decir sin imposiciones fiscales, este factor está dado en función del “Riesgo País”.

Cuadro 5.17.

COSTOS DE CONSTRUCCIÓN

TERMINOS	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2
FINANCIEROS	2557194.09	2804632.04
ECONOMICOS	2020183.331	2215659.312

Fuente: Elaboración Propia

5.10. COSTOS DEL PROYECTO

En este informe se clasifica los costos que genera el proyecto en:

- Costos totales de construcción de obras para las dos alternativas. (Ver presupuestos).
- Costos totales causados por la operación, mantenimiento y reinversiones especiales. (Ver Cuadros No. 5.18 y 5.19).

Cuadro 5.18.

COSTOS ANUALES DE REINVERSIONES ESPECIALES Y MANTENIMIENTO.

AÑO	ACTIVIDAD				TOTAL
	JUNTAS EN PASO A DESNIVEL	SISTEMA DE DRENAJE	PINTURA DE LA SUPERESTRUCTURA	CAPA DE RODADURA	
1					0
2					0
3	18107				18107
4			8478		8478
5		930		58858	59788
6	19620				19620
7					0
8			9435		9435
9	21259				21259
10		1063		67277	68340
11					0
12	23035		10501		33536
13					0
14					0
15	24959	1215		76900	103074
16			11686		11686
17					0
18	27044				27044
19					0
20		1390	13005	87899	102294
21	29303				29303
22					0
23					0
24	31751		14473		46224
25		1590		100473	102063
26					0
27	34403				34403
28			16107		16107
29					0
30	37277	1817		114845	153939
Σ	134024	4598	53105	290934	482661

Fuente: Elaboración Propia

Los costos utilizados consideran las cantidades de los diseños en los porcentajes indicados en el cuadro 5.19 con los precios unitarios consignados en este estudio aplicando la inflación del 2.7% correspondiente.

Cuadro 5.19.

PARÁMETROS DE LAS REINVERSIONES ESPECIALES Y MANTENIMIENTO.

PARAMETROS DEL LAS REINVERSIONES ESPECIALES Y MANTENIMIENTO	
ACTIVIDADES	COSTOS (USD)
JUNTAS EN PASO A DESNIVEL (REPOSICIÓN CADA 3 AÑOS DEL 50%)	
COSTO TOTAL	134024
SISTEMA DE DRENAJE (REPOSICIÓN CADA 5 AÑOS DEL 50%)	
COSTO TOTAL	4598
PINTURA DE LA SUPERESTRUCTURA (CADA 4 AÑOS DEL 100%)	
COSTO TOTAL	53105
CAPA DE RODADURA DE HORMIGÓN ASFALTICO (CADA 5 AÑOS DEL 100%)	
COSTO TOTAL	290934
Σ TOTAL	482661

Fuente: Elaboración Propia

5.11. BENEFICIOS DEL PROYECTO

Los beneficios que genera el proyecto en su mayor parte se lo definiría como ahorros en costos y en tiempos de viaje, estos se expresan a continuación en los cuadros 5.20 y 5.21.

Cuadro 5.20.

BENEFICIOS DEL PROYECTO POR AHORRO DE OPERACIÓN VEHICULAR (USD).

AÑO	TIPO DE VEHICULOS								
	Automóvil Liviano			Bus HINO FGJPUZ			Camión HINO 500 1017 FC4JJUA		
	SIN PROYECTO	CON PROYECTO	BENEFICIO	SIN PROYECTO	CON PROYECTO	BENEFICIO	SIN PROYECTO	CON PROYECTO	BENEFICIO
0	8446792.64	4574458.20	3872334.44	1292471.25	1230372.50	62098.75	4503010.15	4243132.00	259878.15
1	9109316.38	4933255.59	4176060.79	1392734.23	1325818.19	66916.04	4856885.25	4576584.23	280301.02
2	9824161.76	5320388.37	4503773.39	1503715.27	1431466.98	72248.29	5236352.77	4934151.88	302200.89
3	10595184.40	5737944.59	4857239.81	1621289.13	1543391.83	77897.31	5647794.76	5321848.69	325946.07
4	11425557.84	6187642.93	5237914.91	1747418.86	1663461.46	83957.40	6090507.99	5739012.01	351495.98
5	12322374.11	6673324.14	5649049.96	1885947.75	1795334.52	90613.23	6568865.36	6189762.38	379102.98
6	13289416.38	7197037.07	6092379.31	2034169.91	1936435.12	97734.79	7084901.73	6676017.21	408884.52
7	14331639.83	7761465.22	6570174.60	2192602.96	2087256.01	105346.95	7640747.69	7199784.14	440963.56
8	15456335.00	8370556.90	7085778.10	2363617.44	2250053.84	113563.60	8241486.28	7765852.84	475633.44
9	16668175.08	9026842.90	7641332.18	2549806.65	2427297.30	122509.34	8886753.57	8373880.40	512873.17
10	17977438.89	9735889.85	8241549.04	2750141.22	2618006.49	132134.72	9585017.12	9031845.70	553171.42
11	19386365.05	10498910.10	8887454.95	2965407.99	2822930.45	142477.54	10336236.90	9739711.01	596525.89
12	20907322.32	11322602.09	9584720.23	3196430.32	3042852.95	153577.36	11146531.41	10503241.73	643289.68
13	22549007.07	12211675.45	10337331.62	3450342.93	3284565.95	165776.98	12022499.89	11328656.23	693843.66
14	24318269.26	13169839.84	11148429.42	3719965.70	3541234.28	178731.42	12961203.76	12213185.54	748018.22
15	26225974.36	14202979.59	12022994.77	4012698.00	3819901.81	192796.19	13979794.96	13172991.70	806803.26
16	28282458.08	15316692.12	12965765.96	4327627.51	4119700.06	207927.46	15079406.28	14209142.15	870264.13
17	30501293.38	16518328.03	13982965.35	4665987.94	4441803.44	224184.50	16261009.55	15322552.62	938456.93
18	32894339.07	17814309.58	15080029.48	5031460.46	4789716.28	241744.18	17536580.69	16524507.88	1012072.81
19	35475544.10	19212191.01	16263353.09	5425589.94	5164909.21	260680.73	18911456.07	17820036.32	1091419.75
20	38258355.63	20719254.76	17539100.87	5852515.37	5571322.36	281193.02	20395154.36	19218107.27	1177047.09
21	41259914.92	22344783.89	18915131.03	6308955.09	6005831.73	303123.36	21997881.24	20728337.42	1269543.81
22	44497035.79	24097884.12	20399151.67	6804456.17	6477525.71	326930.46	23722273.22	22353211.13	1369062.09
23	47989118.35	25989061.80	22000056.55	7341305.16	6988580.97	352724.19	25583617.18	24107133.03	1476484.15
24	51753713.00	28027821.56	23725891.45	7916285.08	7535935.11	380349.98	27589685.91	25997427.33	1592258.58
25	55812602.51	30225960.09	25586642.42	8534330.87	8124285.94	410044.93	29753111.11	28035996.73	1717114.38
26	60193941.68	32598724.97	27595216.72	9206704.14	8764354.01	442350.12	32087391.44	30235560.85	1851830.59
27	64916033.05	35156028.13	29760004.91	9930536.40	9453408.65	477127.75	34602200.01	32605234.55	1996965.46
28	70008497.42	37913911.08	32094586.34	10705576.76	10191211.02	514365.74	37322272.41	35168325.87	2153946.53
29	75501193.14	40888543.95	34612649.19	11547407.35	10992594.58	554812.78	40249390.93	37926514.25	2322876.68
30	81424087.52	44096155.87	37327931.65	12453359.20	11855018.58	598340.61	43405358.83	40900344.63	2505014.20

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 5.21.

**BENEFICIO DEL PROYECTO POR AHORRO DE OPERACIÓN VEHICULAR
TOTAL (USD).**

AÑO	SIN PROYECTO	CON PROYECTO	BENEFICIOS
0	14242274.04	10047962.70	4194311.34
1	15358935.85	10835658.00	4523277.85
2	16564229.8	11686007.23	4878222.57
3	17864268.29	12603185.11	5261083.18
4	19263484.69	13590116.40	5673368.29
5	20777187.22	14658421.04	6118766.18
6	22408488.02	15809489.39	6598998.63
7	24164990.48	17048505.37	7116485.11
8	26061438.72	18386463.57	7674975.14
9	28104735.3	19828020.61	8276714.69
10	30312597.23	21385742.05	8926855.18
11	32688009.93	23061551.55	9626458.38
12	35250284.05	24868696.78	10381587.27
13	38021849.89	26824897.63	11196952.26
14	40999438.72	28924259.66	12075179.06
15	44218467.32	31195873.11	13022594.21
16	47689491.88	33645534.33	14043957.55
17	51428290.87	36282684.09	15145606.78
18	55462380.22	39128533.74	16333846.48
19	59812590.11	42197136.53	17615453.57
20	64506025.36	45508684.39	18997340.97
21	69566751.25	49078953.05	20487798.20
22	75023765.19	52928620.97	22095144.22
23	80914040.69	57084775.80	23829264.88
24	87259683.99	61561183.99	25698500.00
25	94100044.49	66386242.76	27713801.73
26	101488037.3	71598639.83	29889397.43
27	109448769.5	77214671.33	32234098.12
28	118036346.6	83273447.97	34762898.61
29	127297991.4	89807652.78	37490338.65
30	137282805.5	96851519.08	40431286.46

Fuente: Elaboración Propia

5.12. CÁLCULO DE LOS ÍNDICES DE EVALUACIÓN

El proceso de evaluación económica consiste en comparar las alternativas planteadas consigo mismas y con la situación sin proyecto a través de los costos y beneficios que producen, llegándose a establecer la conveniencia de su ejecución con los siguientes indicadores de evaluación:

- Tasa Interna de Retorno (T.I.R)
- Valor Actual Neto (VAN)
- Relación Beneficio / Costo (B/C).

El Departamento de Estudios de Factibilidad del Ministerio de Transporte y Obras Publicas del Ecuador recomienda utilizar una tasa de actualización del 12%. Adicionalmente se debe realizar un análisis de sensibilidad con el siguiente esquema:

- Aumentando los costos de construcción un 25%.
- Disminuyendo los beneficios en un 25%
- Aumentando un 25% a la tasa de actualización o de descuento.

Con lo anteriormente señalado los indicadores económicos, para las dos alternativas son:

- Tablero de hormigón sobre vigas de hormigón armado con 2 tramos de 20 metros de luz.

Cuadro 5.22.

PRINCIPALES INDICADORES ECONÓMICOS ALTERNATIVA 1

VAN	\$18,067,384.33
TIR	29%
B/C	\$ 1.89

Fuente: Elaboración Propia

- Tablero de hormigón sobre vigas metálicas de un solo tramo de 40 metros de luz.

Cuadro 5.23.

PRINCIPALES INDICADORES ECONÓMICOS ALTERNATIVA 2

VAN	\$15,605,442.03
TIR	21%
B/C	\$ 1.73

Fuente: Elaboración Propia

En los anexos 5.14 – 5.19, se presenta los beneficios, costos y el flujo de caja con los parámetros de sensibilidad antes mencionados, para cada una de las alternativas.

5.13. CONCLUSIONES.

De la información presentada en este capítulo podemos concluir lo siguiente:

- El proyecto es rentable y por tanto factible para las dos alternativas propuestas debido a que genera indicadores positivos tales como:
 - Alternativa de vigas de hormigón armado:
Valor Actual Neto de 18'067.384 dólares, que al ser mayor que cero nos indica que producirá beneficios o ingresos por encima de la rentabilidad exigida.
Tir de 29%, que al ser mayor al 12% (tasa de actualización) es un indicador de que el proyecto es rentable.
Beneficio Costo de 1.89, que nos indica que por cada dólar invertido se producirá un beneficio o ingreso de 0.89 dólares.
 - Alternativa de vigas de acero:
Valor Actual Neto de 15'605.442 dólares, que al ser mayor que cero nos indica que producirá por encima de la rentabilidad exigida.
Tir de 21%, que al ser mayor al 12% (tasa de actualización) es un indicador de que el proyecto es rentable.
Beneficio Costo de 1.73, que nos indica que por cada dólar invertido se producirá un beneficio o ingreso de 0.73 dólares.
- Al ser un proyecto de carácter social los beneficiarios de la implementación de este Proyecto, son los usuarios viales ya que el ahorro generado tanto en insumos y tiempos de viaje repercutirán de manera positiva en su economía, en especial a los habitantes cercanos al Paso a Desnivel.

CAPITULO VI

6. COMPARACION TECNICO-ECONOMICO DE ALTERNATIVAS

El objetivo fundamental de este capítulo es recopilar todos los argumentos expuestos en los capítulos anteriores y definir la alternativa más viable para la ejecución del Proyecto, para el efecto se ha considerado necesario analizar tanto la fase de construcción como la de operación. Entendiéndose cada uno de estos periodos de la siguiente manera:

Fase de Construcción.- Comprende el periodo en el cual se desarrollaran los trabajos para la implementación de los elementos del paso a desnivel tanto los de la superestructura, infraestructura y accesos.

Fase de Operación.- El proyecto del Paso a Desnivel sobre la Avenida Maldonado y sus diferentes componentes tiene como horizonte 30 años los cuales se entenderán como fase de operación una vez sean terminados los trabajos de construcción.

En el cuadro 6.1 se puede observar los parámetros analizados para la comparación de las alternativas propuestas.

Cuadro 6.1

PARÁMETROS DE COMPARACIÓN

Parámetro Considerado	ALTERNATIVAS	
	Tablero de hormigón sobre vigas de hormigón armado con 2 tramos de 20 metros de luz.	Tablero de hormigón sobre vigas metálicas de un solo tramo de 40 metros de luz.
Proceso Constructivo	-	+
Movilidad del Sector	-	+
Mantenimiento	+	+
Inversión Inicial	+	-
Factibilidad económica	+	+
Impacto Ambiental	+	+
Estética	-	+

Fuente: Elaboración Propia.

6.1. ALTERNATIVA TECNICA MÁS VIABLE

Considerando los parámetros del cuadro 6.1 se considera como la alternativa técnica más viable la utilización del diseño de Tablero de hormigón sobre vigas metálicas de un solo tramo de 40 metros de luz. Debido a las siguientes consideraciones:

- La alternativa de vigas metálicas tendrá menos impacto en la movilidad del tráfico sobre la Av. Maldonado tanto en la fase de construcción como en la de operación debido a que no existiría una pila intermedia.
- Considerando que los puentes deben ser un complemento de sus alrededores y teniendo en consideración que esta alternativa tendrá menos elementos estructurales, se considera una mejor alternativa estética.

6.2. ALTERNATIVA ECONOMICA MÁS VIABLE

La inversión inicial en dólares de las dos alternativas es:

- Tablero de hormigón sobre vigas de hormigón armado con 2 tramos de 20 metros de luz, (Alternativa 1).
- Tablero de hormigón sobre vigas metálicas de un solo tramo de 40 metros de luz, (Alternativa 2).

ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2
\$ 2,557,194.09	\$ 2,804,632.04

El porcentaje de incremento de la inversión inicial de la alternativa 2 respecto a la alternativa 1 es del 9.67%; sin embargo como se indico en el capítulo 5 de este estudio los dos proyectos generan indicadores económicos positivos durante la vida útil considerada así tenemos:

INDICADOR	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2
VAN	\$18,067,384.33	\$15,605,442.03
TIR	29%	21%
B/C	\$ 1.89	\$ 1.73

Por lo analizado se determina que las **dos alternativas son factibles económicamente** y si bien la inversión inicial de la alternativa 1 es menor existen parámetros técnicos como los analizados en literal 6.2 de este capítulo que deben ser considerados.

CAPITULO VII

7. IMPACTO AMBIENTAL

7.1. ANTECEDENTES

La Administración zonal Quitumbe y la Universidad Politécnica Salesiana con la finalidad de disminuir el conflicto de la congestión vehicular, mediante un convenio interinstitucional, resuelven realizar el diseño geométrico definitivo de la Av. Escalón 1; en esta Avenida se presenta la necesidad de realizar el diseño del Paso a Desnivel en la Intersección de la Av. Maldonado y Av. Escalón 1; a fin de lograr la comunicación, enlaces viales y planificación socioeconómica de la zona, posibilitando la prestación de servicios de transporte terrestre rápidos y seguros.

7.2. OBJETIVO

Identificar y evaluar los impactos ambientales positivos y negativos generados por el proyecto, a fin de elaborar un Plan de Manejo que con un conjunto de medidas permita compensar, mitigar y reducir al máximo los efectos negativos y maximizar los impactos positivos, generados por su construcción, operación y mantenimiento.

7.2.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL ESTUDIO:

- Describir y evaluar la situación actual del entorno físico, biológico y socioeconómico del área de influencia del sitio donde se implantará el nuevo paso a desnivel.

- Identificar y evaluar los posibles impactos ambientales producidos por la ejecución del proyecto.
- Evaluar en forma cualitativa y cuantitativa la magnitud e importancia de los impactos.
- Elaborar el Plan de manejo Ambiental a implementarse.

7.3. METODOLOGÍA

La realización del presente estudio tuvo dos fases:

- Fase de campo, que permitió a través de recorridos reconocer el área del proyecto y levantar información primaria. Dentro de esta misma fase se incluye el levantamiento de información secundaria.

El levantamiento de esta información permitió describir la Línea Base (Diagnóstico Ambiental) en los componentes físico, biótico y humano, así como caracterizar el paisaje y determinar las amenazas naturales.

En lo referente a la obtención de información primaria se recurrió a lo generado por el proyecto de ingeniería así como a entrevistas no estructuradas de habitantes aledaños al área de influencia directa.

- Fase de oficina, que permitió procesar la información recabada en la fase anterior y elaborar el estudio de impacto ambiental.

7.4. MARCO LEGAL AMBIENTAL

A continuación se hace referencia a los principales artículos del marco legal vigente, relacionados con el presente estudio.

- **Constitución de la República del Ecuador, Registro Oficial 449 del 20 de octubre del 2008.**

Artículos: 14, 30, 31, 71, 72, 73, 83, 376.

- **Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, Decreto Ejecutivo No. 3516 publicado en el Registro Oficial el 31 de marzo del 2003.**

Libro I

Art. 1.- MISION DEL MINISTERIO DEL AMBIENTE:

Libro VI

Artículos: 1, 2, 3

- **Ley de Gestión Ambiental, Registro Oficial No. 245 del 30/07/1999.**

Artículos: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 26, 27.

- **Ley de Prevención y control de la Contaminación Ambiental, Decreto Supremo No. 374, Registro Oficial 97 de 31 de Mayo de 1976.**

Artículos: 11, 12, 13, 16, 20, 21.

- **Ordenanzas Municipales del Distrito Metropolitano de Quito:**

Ord. # 3445: Normas de Arquitectura y Urbanismo: Art.1, Art.33, Art.35, Art.36, Art.37, Art.38, Art.39 y Art.54.

Ord. # 22: Control de aceites usados.

Ord. # 008: Zonificación que contiene el Plan de Uso y Ocupación del Suelo.

Ord. # 095: Nuevo régimen del suelo en el Distrito Metropolitano de Quito

Ord. # 0146: Ordenanza Sustitutiva del Título V “Del Medio Ambiente” Libro Segundo. Del Código Municipal del DMQ.

7.5. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

7.5.1. UBICACIÓN

El paso a desnivel se encuentra en la intersección entre la Av. Maldonado y la Av. Escalón 1 en el sector sur de la ciudad de Quito, en la Administración Zona Quitumbe. Señalado en el Capítulo 1 (Generalidades).



Fuente: Google Earth

7.5.2. CARACTERÍSTICAS

La zona en donde se implantará el paso elevado, se encuentra poblado completamente, en donde existen construcciones que no cumplen con la normativa municipal.

7.5.3. FASES DEL PROYECTO

El proyecto ha sido definido en cuatro etapas: diseño, construcción, operación y abandono, brevemente ellas se plantean de la siguiente manera:

7.5.3.1. Diseño

Comprende la planificación, estructuración y selección de los diferentes elementos constitutivos.

7.5.3.2. Construcción

Durante esta etapa, que corresponde a la ejecución del proyecto, es cuando se implementa la estructura en el sitio escogido, colocando los diferentes elementos en sus ubicaciones previstas, garantizando en conjunto la debida estabilidad y durabilidad, en este período son más perceptibles los impactos, aunque de manera temporal. Más adelante se definen tanto los impactos ambientales, cuanto el respectivo Plan de Manejo Ambiental.

7.5.3.3. Operación

Constituye el período de servicio del paso elevado, desde cuando queda concluida la construcción del proyecto, hasta cuando éste permite el uso normal, seguro y permanente para todos los vehículos que circulan por la vía, es decir el tiempo en el cual los pasos a desnivel se abren al servicio de la comunidad.

7.5.3.4. Abandono

Esta etapa corresponde al tiempo en que las áreas de terreno ocupadas provisionalmente por la actividades de construcción, son abandonadas, para las cuales también se incluyen medidas en el Plan de Manejo Ambiental, con el propósito de permitir que los terrenos y los sistemas ecológicos vuelvan a las condiciones iniciales o se las recupere en sus más altos porcentajes.

7.5.4. AREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

El área de influencia del proyecto se la ha definido considerando la zona o área geográfica susceptible de sufrir modificaciones como consecuencia de las acciones tecnológicas del desarrollo del proyecto y a su vez que tienen relación con la operación del mismo. Se ha dividido en dos tipos el área de influencia, así se tiene:

- El área de influencia directa, dada por la influencia e interacción de las actividades físicas desarrolladas en la construcción.
- El área de influencia indirecta, en cambio se define y delimita por la zona donde el proyecto o puente ejerce su influencia y se encuentran comúnmente los usuarios más frecuentes del proyecto y en el tiempo de su operación.

7.5.4.1. Área de Influencia Directa

El Área de Influencia Directa, AID, comprende el espacio específico donde se realizarán todas las obras físicas del proyecto, así como las áreas que por la ejecución de los distintos rubros que incluye el proyecto deben ocuparse y/o intervenir obligatoriamente, como es el caso de: los patios de preparación de encofrados, acopio de restos,

espacios de almacenamiento provisional de los materiales a emplearse, doblado de hierro y rechazos de materiales, y demás de esta categoría.

El AID ha sido establecida considerando un área imaginara de 200 m x 200 m, la misma que estaría conformada por:

- Una franja imaginaria de 200 metros, tomando como referencia un ancho de 100 metros a cada lado del eje longitudinal del puente.
- Una franja imaginaria de 200 metros, tomando como referencia un ancho de 100 metros a cada lado del eje transversal del puente.

7.5.4.2. Área de Influencia Indirecta

Se considera como área de influencia Indirecta, además de la superficie de localización del proyecto es decir los barrios: El Blanqueado y Conjunto Residencial La Bretaña; adicionalmente se ha considerado la zona más amplia donde se localizan las parroquias urbanas aledañas, como el caso de la Ecuatoriana y Quitumbe, que se beneficiarán en todas sus actividades socioeconómicas con la ejecución y servicio del proyecto.

7.6. DIAGNOSTICO DEL MEDIO AMBIENTE

7.6.1. CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE FÍSICO.

7.6.1.1. Clima

Para la caracterización del clima se ha utilizado la información proporcionada por el INAMHI relacionada con diferentes parámetros climatológicos que han permitido visualizar la situación hidrometeorológica de la zona, para el efecto se ha tomado como base la estación IZOBAMBA. En los siguientes cuadros se resumen los datos de precipitación mensual, temperatura media mensual, humedad relativa, heliofania, viento, evaporación y nubosidad; obtenidos de los anuarios meteorológicos en el periodo (2006-2008).

Cuadro 7.1

Serie de datos meteorológicos año 2006

ESTACIÓN: IZOBAMBA (M003)							
FUENTE: INAMHI							
MES	PARAMETRO						
	TEMPERATURA DEL AIRE	HUMEDAD RELATIVA	PRECIPITACIÓN	HELIOFANIA	EVAPORACIÓN	VIENTO	NUBOSIDAD
	(°C) *	(%) *	(mm)	(Horas)	(mm)	(Km/h) *	Octas *
ENERO	12	82	93.3	134.9	88.3	3.7	6
FEBRERO	12.2	84	188.8	113.6	85.4	3.3	7
MARZO	11.7	82	167.5	96.1	79.4	3.3	6
ABRIL	11.8	83	262	107.8	90.6	3.5	6
MAYO	12.6	77	76.3	173.4	107.9	4.3	5
JUNIO	11.9	77	92.2	171.2	108.3	5.4	5
JULIO	12.3	68	13.1	206	147.3	7.3	4
AGOSTO	12.4	70	23.6	197.8	153.9	6.9	4
SEPTIEMBRE	12.4	70	51.6	165.4	137.2	5.6	5
OCTUBRE	12.4	75	76.5	174.2	129.1	4.3	5
NOVIEMBRE	11.8	85	245.9	125.9	72.9	3	6
DICIEMBRE	12	84	174.6	139.3	88.5	3.1	6
ANUAL	12.1	78	1465.4	1805.6	1288.8	4	5

* Los datos presentados en esta columna corresponden a la media mensual

Fuente: INAMHI

Cuadro 7.2

Serie de datos meteorológicos año 2007

ESTACIÓN: IZOBAMBA (M003)							
FUENTE: INAMHI							
MES	PARAMETRO						
	TEMPERATURA DEL AIRE	HUMEDAD RELATIVA	PRECIPITACIÓN	HELIOFANIA	EVAPORACIÓN	VIENTO	NUBOSIDAD
	(°C) *	(%) *	(mm)	(Horas)	(mm)	(Km/h) *	Octas *
ENERO	13	79	171.3	180.2	109.2	3.8	--
FEBRERO	12.2	75	55.1	162.5	105.2	4.6	--
MARZO	12	82	229.9	112.8	93.8	3.5	--
ABRIL	12	86	264.3	109.7	86	3.1	--
MAYO	12.1	83	243.6	155.3	99.7	3.6	--
JUNIO	11.8	78	59.7	125.9	101.1	5.4	--
JULIO	12.1	75	62.6	228.1	122.5	5.8	--
AGOSTO	11.7	73	34.8	194.1	118.7	5.6	--
SEPTIEMBRE	12.2	69	16.4	145.7	120.5	6.8	--
OCTUBRE	11.4	83	201.9	137.6	86.9	3.6	--
NOVIEMBRE	11.8	83	326.3	155.8	101.8	3.6	--
DICIEMBRE	11.2	85	117.8	128.7	87	3.4	--
ANUAL	12	79	1783.6	1836.4	1232.4	4	--

* Los datos presentados en esta columna corresponden a la media mensual

Fuente: INAMHI

Cuadro 7.3

Serie de datos meteorológicos año 2008

ESTACIÓN: IZOBAMBA (M003)							
FUENTE: INAMHI							
MES	PARAMETRO						
	TEMPERATURA DEL AIRE	HUMEDAD RELATIVA	PRECIPITACIÓN	HELIOFANIA	EVAPORACIÓN	VIENTO	NUBOSIDAD
	(°C) *	(%) *	(mm)	(Horas)	(mm)	(Km/h) *	Octas *
ENERO	11.5	85	246.6	118.9	81.7	3.5	--
FEBRERO	10.8	86	275.5	125.9	65.6	3	--
MARZO	10.8	87	263.5	82.8	67.8	2.9	--
ABRIL	11.4	86	257	108.2	87.1	3.2	--
MAYO	11.3	86	216.4	123	79.3	3.3	--
JUNIO	11.7	81	111.5	163.9	87.1	3.5	--
JULIO	11.3	78	28.5	157.6	100.6	3.9	--
AGOSTO	11.1	79	96.7	151	94.5	3.3	--
SEPTIEMBRE	11.8	78	103.1	125	95.7	4.1	--
OCTUBRE	11.6	84	199.5	143.1	85.5	2.9	--
NOVIEMBRE	11.6	86	108	133.1	93	3	--
DICIEMBRE	11.6	85	126	148.3	95.1	3.2	--
ANUAL	11.4	83	2032.3	1581.7	1033	3	--

* Los datos presentados en esta columna corresponden a la media mensual

Fuente: INAMHI

- **TEMPERATURA DEL AIRE**

Conforme la información del INAMHI, la temperatura media anual es de 11.8 °C, registrándose las temperaturas medias más altas en los meses de enero y septiembre (12.1 °C); y las más bajas los meses de marzo y diciembre (11.5 °C).

Adicionalmente las temperaturas mínimas, se registran entre 6.5 y 8 °C y las máximas entre los 19 y 22 °C.

- **HUMEDAD RELATIVA**

En relación a este parámetro y conforme a la información recabada la humedad relativa media más alta se presenta en los meses de abril y diciembre en el orden del 85% mientras que los valores más bajos están en los meses de julio y septiembre en el orden del 73%

- **PRECIPITACIÓN**

Como se puede ver, las mayores precipitaciones se registran entre marzo y mayo (valores medios mensuales mayores a 180 mm) con picos en marzo y abril (valores medios mensuales del orden de 220 mm).

Existe otro pico de precipitaciones en el período de noviembre a diciembre (valores medios mensuales mayores a 130 mm). En los meses de mayor precipitación se concentra el 65% de la precipitación total anual. Los meses “secos” (valores de precipitación media mensual menores a 60 mm), son los de julio, agosto y septiembre

- **HELIOFANÍA**

Según el registro el promedio anual de horas es de 1742, registrándose picos altos en los meses de julio y agosto en el orden de 180 horas

mensuales y picos bajos en el mes de marzo con un registro de 98 horas mensuales.

- **EVAPORACIÓN**

Los meses de mayor evaporación son los de julio y agosto con registros de 125 mm en promedio.

- **VIENTO**

Al respecto del viento la velocidad media más alta esta en el orden de, los 5.6 Km/h, que se registran en los meses de julio y agosto con velocidades mayores observadas de 8 m/s en dirección NE.

7.6.1.2. Geología y riesgos naturales

En relación a la Geología y riesgos naturales se toma en cuenta los datos e información determinada en el capítulo II (Estudios Preliminares), subcapítulo (Estudios Geológicos- Geotécnicos).

7.6.1.3. Topografía

La topografía en la zona donde se implantará la estructura es relativamente plana. De igual manera para una mejor observación de estas características se toma en cuenta la información del capítulo II (Estudios Preliminares), subcapítulo (Estudios Topográficos).

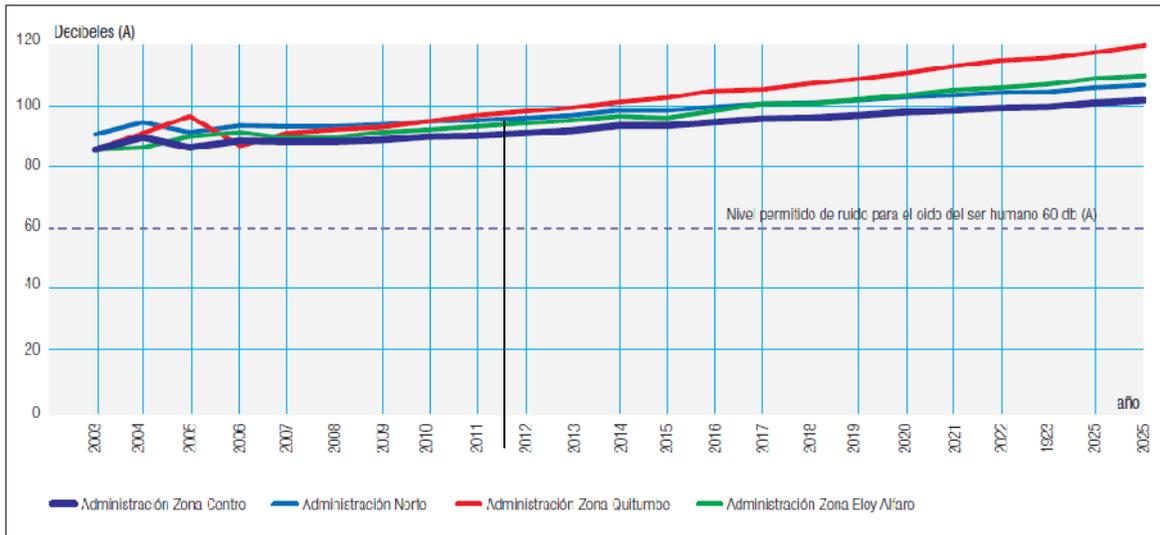
7.6.1.4. Ruido

Uno de los factores a ser analizados dentro de este estudio es el ruido, debido a que es uno de los principales problemas ambientales que afectan a la ciudad de Quito.

A continuación se presenta un cuadro de las tendencias de los niveles de ruido para cada una de las administraciones zonales del Distrito Metropolitano.

Cuadro 7.4

Tendencia de niveles de ruido en la vía pública por Administraciones Zonales



Fuente: MDMQ, 2011

Según varios estudios de medición realizados por la Dirección de Medio Ambiente, en distintas zonas de Quito, identificaron que el nivel de ruido oscila entre 70 y 80 dB(A); el 97% de las muestras presentaron niveles de ruido superiores a 65 dB(A), que es adoptado como el límite de contaminación acústica.

7.6.1.5. Calidad del aire

Para la caracterización de este parámetro se utilizará información de la Red Metropolitana de Monitoreo Atmosférico (REMMAQ) de la CORPAIRE que obtiene información sobre la calidad del aire ambiental.

La REMMAQ por medio de sus estaciones remotas ubicadas en el área urbana de la ciudad de Quito y los valles aledaños, está en capacidad de medir de manera continua la concentración en el aire ambiente de cinco de los denominados contaminantes comunes:

- material particulado fino (PM2.5),
- óxidos de nitrógeno expresados como dióxido de nitrógeno (NO₂),
- dióxido de azufre (SO₂),
- monóxido de carbono (CO₂)
- oxidantes fotoquímicas expresadas como ozono (O₃).

A continuación se presentan los siguientes cuadros: El cuadro 7.5 que muestra la concentración acumulada de partículas sedimentales en un periodo de 30 días, de las estaciones cercanas al proyecto y el cuadro 7.6 que muestra los Indicadores de Calidad del Aire Promedio Anual

Cuadro 7.5**Concentración Acumulada en 30 días de partículas sedimentales [mg/(cm²x30d)]**

ESTACIÓN	MES											
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
ECUATORIANA	0.21	0.19	0.35	0.19	0.32	0.37	0.57	0.55	0.35	0.59	0.64	0.87
GUAMANI	0.33	0.26	0.26	0.29	---	0.48	1.1	0.91	0.79	0.5	0.82	0.51
CHILLOGALLO	0.49	0.35	0.52	0.31	0.56	0.41	0.58	0.78	0.07	0.64	0.98	0.21

Fuente: CORPAIRE, 2005

Cuadro 7.6**Indicadores de Calidad del Aire Promedio Anual**

ESTACION	BELISARIO		CAMAL		CENTRO	
	2005	2006	2005	2006	2005	2006
SO ₂ (24 Horas)	20.6	11.4	21.7	16.2	11.3	9.7
CO (8 Horas)	1.4	1.3	1.2	1.2	1.1	1.0
O ₃ (8 Horas)	20.8	21.3	25.1	23.7	26.4	23.7
NO ₂ (1 Hora)	31.8	31.0	32.2	30.9	27.5	28.2

Fuente: CORPAIRE, 2005

Según la CORPAIRE las principales conclusiones de la calidad del Aire en Quito son:

- Para el Material particulado fino, los promedios más altos corresponden a la estación El Camal. La concentración máxima permitida por la Norma Ecuatoriana de 65 µg/m³ promedio 24 horas es superado 4 días en el 2005 y 1 día (enero) 2006. Adicionalmente, la concentración promedio 15 µg/m³ promedio anual, es superada en el 2005 y 2006 en todas las estaciones de monitoreo.

- Para el Dióxido de Nitrógeno los promedios más altos corresponden a las estaciones de Belisario y El Camal. La concentración máxima permitida por la Norma Ecuatoriana de 150 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ no ha sido superada en el 2005 ni en el 2006.
- Para el Dióxido de Azufre, se puede indicar que el comportamiento típico diario presentan un pico entre las 5h00 y las 7h00, para la estación El Camal, y entre las 6h00 y las 8h00 para el resto de las estaciones. Los promedios más altos corresponden a la estación El Camal.

Según la norma de la OMS de 50 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ ha sido superado 37 días en el 2005 y 14 días 2006.

Según la Norma Ecuatoriana de Calidad de Aire de 350 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ no se ha superado en ninguna estación.

- Para el Monóxido de Carbono los promedios más altos corresponden a las estaciones de Belisario y El Camal. No se registran excedencias al límite de la Norma Ecuatoriana octohoraria, que es igual a la de la OMS 10 mg/m^3 .
- Para el Ozono el comportamiento diario presenta un solo pico entre 11h00 y 14h00 en todas las estaciones. No se ha superado el valor guía promedio móvil 8 horas de la OMS, 100 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ y menos aún para la norma Ecuatoriana de 120 $\mu\text{g}/\text{m}^3$

7.6.2. CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE BIOLÓGICO.

En las inmediaciones al área del proyecto, que corresponde a una zona intervenida, se puede apreciar poca variedad de flora entre las especies de la flora: árboles de “acacia negra” en las zonas de parterres; en el área occidental del proyecto se observa arbustos de “chilca” adicionalmente de

cultivos de maíz y papa por los pobladores de la zona; todas estas entre las más representativas.



Foto No 7.1 Vegetación existente

Entre las especies de la fauna, según información proporcionada por habitantes del sector y la visualización en las visitas de campo se pudo conocer y observar la existencia de:

- Animales domésticos (cerdos, gallinas, perros, gatos, etc.).
- Raposo o ratas

7.6.3. CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE HUMANO.

En la identificación del área indirecta de influencia se considero además de la superficie de localización del proyecto es decir los barrios El blanqueado y la Bretaña; y la zona más amplia donde se localizan las parroquias urbanas aledañas, como el caso de la Ecuatoriana, Guamaní y Quitumbe, todos dentro de la Administración zona Quitumbe.

Al respecto de las actividades socioeconómicas de la zona se ha recabado información de la Metropolitana de territorio y Vivienda analizando los siguientes sectores económicos:

- a) **Primario.**- Que corresponde a la industria manufacturera, suministros de electricidad, gas, agua y la construcción
- b) **Secundario.**- Que corresponde a comercio, hoteles, restaurantes, transportes, almacenamiento, administración pública, enseñanza, seguridad, inmobiliarias y comunicaciones.
- c) **Terciario.**- Servicio doméstico y actividades comunitarias.

En el cuadro 7.7 se muestran las actividades socioeconómicas de los trabajadores del área de influencia indirecta del proyecto.

Cuadro 7.7

Clasificación de trabajadores por tipo de actividad económica

PARROQUIA	NÚMERO DE TRABAJADORES POR SECTORES ECONOMICOS				
	PRIMARIO	SECUNDARIO	TERCIARIO	TRABAJADORES NUEVOS	TOTAL
GUAMANI	840	5039	10376	95	16350
ECUATORIANA	518	4878	11336	106	16838
QUITUMBE	472	4483	11325	106	16386

Fuente: Metropolitana de Territorio y Vivienda, 2011

A continuación se presentan los cuadros 7.8, 7.9, respecto a los indicadores económicos en la Administración Zonal en la que se encuentra el proyecto.

Cuadro 7.8

Clasificación por sector económico

Primario	3,72 %
Secundario	28,63 %
Terciario	66,96 %
Nuevos trabajos	0,67 %

Fuente: Metropolitana de Territorio y Vivienda, 2011

Cuadro 7.9

Resumen de indicadores económicos

POBLACION TOTAL	190 385 Hab.
PET	72,65 %
PEA	38,52 %
Tasa de desempleo	3,4 %

Fuente: Metropolitana de Territorio y Vivienda, 2011

Cuadro 7.10

Cuadro comparativo de indicadores de pobreza

PARROQUIAS	Necesidades Básicas Insatisfechas (NBI)			
	Pobreza		Extrema Pobreza	
	Hogares %	Población	Hogares %	Población
GUAMANI	52.70%	19.23	23.40%	11.682
LA ECUATORIANA	28.60%	12.571	10.50%	5.439
QUITUMBE	36.20%	14.658	12.60%	6.572

Fuente: Metropolitana de Territorio y Vivienda, 2011

7.7. IDENTIFICACION Y CALIFICACION DE IMPACTOS AMBIENTALES

En el cuadro 7.11, se muestran los factores ambientales considerados, su clasificación de acuerdo al componente que pertenece y la definición de su inclusión en la caracterización ambiental.

Cuadro 7.11

Factores ambientales considerados para la caracterización ambiental

Componente Ambiental	CODIGO	Factor Ambiental	Definición
ABIÓTICO	ABI1	Calidad del aire	Características que presenta el aire que se respira al interior del área del proyecto.
	ABI2	Nivel Sonoro	Nivel de ruido al interior del área de influencia del proyecto.
	ABI3	Calidad del suelo	Características de los suelos en las áreas intervenidas por el proyecto.
	ABI4	Compactación y Asentamiento	Pérdida del volumen del suelo en donde se implantará la estructura, debido a la aplicación de cargas y realización de trabajos preliminares.
	ABI5	Recursos hídricos	Obstrucción o relleno de quebradas, afectados por el proyecto, en especial durante la etapa de construcción.
BIOTICO	BIO1	Cobertura vegetal	Conjunto de especies de la flora presentes en las inmediaciones al sitio del proyecto.
	BIO2	Fauna	Conjunto de especies de la fauna presentes en las inmediaciones al sitio del proyecto.
ANTRÓPICO	ANT1	Paisaje de la zona	Ateración del paisaje actual por la implantación de la estructura
	ANT2	Red vial	Cambios en el sistema vial existente
	ANT3	Accesibilidad	Cambio en la conexión entre las áreas atravesadas por el proyecto para facilitar la circulación.
	ANT4	Calidad de vida	Bienestar psicológico e intereses de situación de quienes utilizan la vía.
	ANT5	Tranquilidad	Alteración del entorno ambiental actual debido a la ejecución del proyecto evidenciado por: ruido, alteraciones en la luminosidad vibraciones, etc.
	ANT6	Condiciones de circulación	Cambio de las condiciones de circulación vehicular en el área directa de influencia del proyecto
	ANT7	Seguridad vial	Nivel de seguridad que presenta la actual vía.
	ANT8	Fuentes de materiales	Afectación del suelo de la zona de donde se extraerán algunos materiales pétreos para la ejecución del proyecto
	ANT9	Ordenamiento territorial	Efectos en el entorno y del conjunto de factores que interviene en el territorio relacionados con los habitantes
	ANT10	Economía local	Efectos económicos relacionados con la construcción del paso elevado
	ANT11	Nivel de empleo	Variación en los porcentajes de ocupación respecto de la población económicamente activa.
	ANT12	Valor del suelo	Alteración del suelo destinado a las actividades de intercambio de bienes y servicios.

Fuente: Elaboración propia

7.7.1. ACCIONES DEL PROYECTO

Para la realización de la evaluación ambiental del proyecto se ha conformado un registro de acciones, las mismas que han sido establecidas en función de las diferentes actividades previstas para la ejecución del paso elevado.

En el cuadro 7.12 se muestran las acciones consideradas y su definición para la fase de construcción del proyecto.

Cuadro 7.12

Acciones consideradas durante la fase de construcción

ACCIÓN	CODIGO	Definición
Construcciones provisionales	C1	Construcción de una bodega para guardar herramientas y materiales de construcción.
Generación de Desechos	C2	Generación de residuos sólidos y líquidos, producto de las labores a desarrollarse al interior de la bodega y áreas de trabajo.
Excavaciones	C3	Excavaciones necesarias conforme a lo establecido en los diseños.
Acumulación de restos y rechazos	C4	Acumulación de los materiales producto de las excavaciones y preparación de materiales.
Transporte de materiales de desecho y construcción	C5	Transporte de materiales de construcción y de materiales sobrantes luego de las excavaciones y rellenos efectuados.
Ruidos y Vibraciones	C6	Ruidos y vibraciones producidos por equipos y vehículos empleados en la construcción del proyecto.
Generación de polvo	C7	Material particulado que se encontrará disperso en las inmediaciones del proyecto, el mismo que por efectos externos se dispersará en el ambiente.
Generación de lodo	C8	Material semisólido que se encontrará disperso en las inmediaciones de las calles del proyecto, principalmente en épocas de lluvia.
Presencia de Maquinaria Pesada y Equipos	C9	Presencia de equipo pesado y maquinaria necesarios durante la ejecución del proyecto.
Mantenimiento de equipos	C10	Generación de lubricantes usados provenientes del mantenimiento de los equipos empleados en la construcción del proyecto.
Expropiación de terrenos	C11	Referido a la expropiación de los terrenos ubicados en la zona del proyecto, lo cual obligará a la población afectada a asentarse en otro sitio.

Fuente: Elaboración propia

En el cuadro 7.13 se muestran las acciones consideradas y su definición para la fase de operación del proyecto.

Cuadro 7.13

Acciones consideradas durante la fase de operación

ACCIÓN	CODIGO	Definición
Tráfico vehicular	O1	Mayor movilidad en el tráfico de vehículos al interior del área del proyecto.
Mantenimiento	O2	Referido a las labores que durante la vida útil del paso elevado se deben realizar a fin de garantizar las condiciones de operatividad

Fuente: Elaboración propia

7.7.2. METODOLOGIA DE EVALUACION

La metodología utilizada para la evaluación de impactos ambientales se ha desarrollado mediante el empleo de una matriz causa - efecto, en donde su análisis según filas posee los factores ambientales que caracterizan el entorno, y su análisis según columnas corresponde a las acciones de las distintas fases.

7.7.3. IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

El proceso de verificación de una interacción entre la causa (acción considerada) y su efecto sobre el medio ambiente (factores ambientales), se ha hecho constar realizando una marca gráfica en la celda de cruce, correspondiente en la matriz causa - efecto desarrollada específicamente para cada etapa del proyecto, obteniéndose como resultado las denominadas Matriz de Identificación de Impactos Ambientales.

Adicionalmente, se ha proporcionado el carácter o tipo de afectación de la interacción analizada, es decir, se le ha designado como de orden positivo o negativo.

7.7.4. CALIFICACIÓN Y CUANTIFICACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES.

Para efectuar la predicción de impactos ambientales, se lo realizó mediante la valoración de la importancia y magnitud de cada impacto previamente identificado.

La importancia del impacto de una acción sobre un factor se refiere a la trascendencia de dicha relación, al grado de influencia que de ella se deriva en términos del cómputo de la calidad ambiental, para lo cual se ha utilizado la información desarrollada en la caracterización ambiental, aplicando una metodología basada en evaluar las características de Extensión, Duración y Reversibilidad de cada interacción, e introducir factores de ponderación de acuerdo a la importancia relativa de cada característica. La calificación de cada una de estas características se muestra en las matrices B, C y D.

7.7.4.1. Características de la importancia del impacto ambiental

Las características consideradas para la valoración de la importancia, se las define de la manera siguiente:

a) **Extensión:** Considera el área de influencia del impacto ambiental en relación con el entorno del proyecto

b) **Duración:** considera el tiempo que dura la afectación y que puede ser temporal, permanente o periódica, considerando, además las implicaciones futuras o indirectas.

c) **Reversibilidad:** Representa la posibilidad de reconstruir las condiciones iniciales una vez producido el impacto ambiental.

Para el cálculo del valor de Importancia (Matriz D) de cada impacto, se ha realizado utilizando la ecuación:

$$\text{Imp} = \text{Pe} \times \text{E} + \text{Pd} \times \text{D} + \text{Wr} \times \text{R}$$

Donde:

Imp = Valor calculado de la Importancia del impacto ambiental

E = Valor del criterio de Extensión

Pe = Peso del criterio de Extensión

D = Valor del criterio de Duración

Pd = Peso del criterio de Duración

R = Valor del criterio de Reversibilidad

Pr = Peso del criterio de Reversibilidad

Para el presente caso se ha definido los siguientes valores para los pesos o factores de ponderación:

- Peso del criterio de Extensión = $\text{Pe} = 0.20$

- Peso del criterio de Duración = Pd = 0.40
- Peso del criterio de Reversibilidad = Pr = 0.40

Se debe cumplir que:

$$Pe + Pd + Pr = 1$$

La valoración de las características de cada interacción, se ha realizado en un rango de 1 a 10, pero sólo evaluando con los siguientes valores y en consideración con los criterios expuestos en el Cuadro 7.14

Cuadro 7.14

Características de la Importancia del Impacto Ambiental

PUNTUACIÓN	EXTENSIÓN	DURACIÓN	REVERSIBILIDAD
1	Puntual	Esporádica	Completamente Reversible
2.5	Particular	Temporal	Medianamente Reversible
5	Local	Periódica	Parcialmente Irreversible
7.5	Generalizada	Recurrente	Medianamente Irreversible
10	Regional	Permanente	Completamente Irreversible

Fuente: Elaboración propia

De la información detallada anteriormente podemos indicar entonces que la Importancia de un Impacto, varía recibiendo la calificación de 10, a un impacto que señala total trascendencia y directa influencia en el área del proyecto. Los valores de Importancia que sean similares al valor de 1, denotan poca trascendencia y casi ninguna influencia sobre el entorno:

La magnitud del impacto se refiere al grado de incidencia sobre el factor ambiental en el ámbito específico en que actúa, para lo cual se ha

puntuado directamente en base al criterio técnico del personal evaluador, manteniendo la escala de puntuación de 1 a 10 pero sólo con los valores de 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0.

Un impacto que se califique con magnitud 10, denota una altísima incidencia de esa acción sobre la calidad ambiental del factor con el que interacciona. Los valores de magnitud de 1 y 2.5, son correspondientes a interacciones de poca incidencia sobre la calidad ambiental del factor. En la Matriz F, se muestra la magnitud de las interacciones analizadas.

Un impacto ambiental se categoriza de acuerdo con sus niveles de importancia y magnitud. Para globalizar estos criterios, se ha decidido realizar la media geométrica de la multiplicación de los valores de importancia y magnitud, respetando el signo de su carácter. El resultado de esta operación se lo denomina Valor del Impacto y responde a la ecuación:

$$\text{Valor del Impacto} = \pm (\text{Imp} \times \text{Mag}) ^{0.5}$$

En virtud a la metodología utilizada, un impacto ambiental puede alcanzar un Valor del Impacto máximo de 10 y mínimo de 1. Los valores cercanos a 1, denotan impactos intrascendentes y de poca influencia en el entorno, por el contrario, valores mayores a 6.5 corresponden a impactos de elevada incidencia en el medio, sea estos de carácter positivo o negativo.

El cálculo del Valor del impacto para cada interacción identificada, se halla en la Matriz G.

7.7.4.2. Categoría de los impactos ambientales

El proceso de asignar una categoría al impacto ambiental a ser identificado y evaluado se lo ha realizado en base al Valor del Impacto, determinado en el proceso de predicción.

Se han conformado 4 categorías de impactos:

a) **Altamente Significativos:** Son aquellos de carácter negativo, cuyo Valor del Impacto es mayor o igual a 6 y corresponden a las afecciones de elevada incidencia sobre el factor ambiental, difícil de corregir, de extensión generalizada, con afección de tipo irreversible y de duración permanente.

b) **Significativos:** Son aquellos de carácter negativo, cuyo Valor del Impacto es menor a 6 pero mayor a 3, cuyas características son: factibles de corrección, de extensión local y duración temporal.

c) **Despreciables:** Corresponden a todos los aquellos impactos de carácter negativo, con Valor del Impacto menor o igual a 3. Pertenecen a esta categoría los impactos capaces plenamente de corrección y por ende compensados durante la ejecución del Plan de Manejo Ambiental, son reversibles, de duración esporádica y con influencia puntual.

d) **Benéficos:** Aquellos de carácter positivo que son benéficos para el proyecto.

MATRIZ (A)

MATRIZ CAUSA EFECTO - IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES																	
MATRIZ:		(A)															
SIMBOLOGÍA:		* CARÁCTER DEL IMPACTO															
CODIGO	COMPONENTE	FACTOR AMBIENTAL	FASE DE CONSTRUCCIÓN											FASE DE OPERACIÓN			
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Total según filas	1	2	Total según filas
			Construcciones preliminares	Generación de Desechos	Excavaciones	Acumulación de restos y Rechazos	Transporte de materiales de desecho y construcción	Ruidos y Vibraciones	Generación de polvo	Generación de lodo	Presencia de Maquinaria Pesada y Equipos	Mantenimiento de equipos	Expropiación de terrenos	Total según filas	Tráfico vehicular	Mantenimiento	Total según filas
ABI1	ABIOTICO	Calidad del Aire	-	-	-	-	-		-		-	-	-	-8	-		-1
ABI2		Nivel Sonoro	-		-		-	-				-	-	-6	-	-	-2
ABI3		Calidad del Suelo		-		-					-		-	-4			0
ABI4		Compactación y Asentamiento	-		-		-					-		-4			0
ABI5		Recursos Hídricos		-	-	-							-	-4			0
BIO1	BIOTICO	Cobertura vegetal			-									-1			0
BIO2		Fauna			-									-1			0
ANT 1	ANTROPICO	Paisaje de la zona	-		-	-					-	-		+5			0
ANT 2		Red vial	-	-	-		-				-	-		+5	+	+	2
ANT 3		Accesibilidad	-	-	-	-	-					-		-6	+	+	2
ANT 4		Calidad de vida	-	-		-	-	-	-	-	-	-		-8	+	+	2
ANT 5		Tranquilidad	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-10			0
ANT 6		Condiciones de circulación	-	-	-	-	-				-	-		-7	+	+	2
ANT 7		Seguridad vial	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-9	+	+	2
ANT 8		Fuentes de materiales	-		-									-2			0
ANT 9		Ordenamiento territorial												+1	+	+	2
ANT 10		Economía local	-										-	-2		+	1
ANT 11		Nivel de empleo											-	-1		+	1
ANT 12		Valor del suelo				-								-1	+	+	2
TOTAL DE IMPACTO SEGÚN COLUMNAS			-12	-9	-13	-10	-9	-3	-4	-7	-10	-5	0	-82	5	8	13

Fuente: Elaboración propia

MATRIZ (B)

MATRIZ CAUSA EFECTO - IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES															
CODIGO	COMPONENTE	FACTOR AMBIENTAL	(B)												
			CALIFICACIÓN DE LA EXTENSIÓN												
			FASE DE CONSTRUCCIÓN											FASE DE OPERACIÓN	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	1	2
			Construcciones preliminares	Generación de Desechos	Excavaciones	Acumulación de restos y Rechazos	Transporte de materiales de desecho y construcción	Ruidos y Vibraciones	Generación de polvo	Generación de lodo	Presencia de Maquinaria Pesada y Equipos	Mantenimiento de equipos	Expropiación de terrenos	Tráfico vehicular	Mantenimiento
ABI1	ABIOTICO	Calidad del Aire	1	2.5	5	1	7.5		5		1	2.5		7.5	
ABI2		Nivel Sonoro	1		2.5		2.5	5			2.5	1		2.5	2.5
ABI3		Calidad del Suelo		2.5		2.5					1		1		
ABI4		Compactación y Asentamiento	1		5		2.5					5			
ABI5		Recursos Hídricos		1	2.5	1							1		
BIO1	BIOTICO	Cobertura vegetal			2.5										
BIO2		Fauna			1										
ANT 1	ANTROPICO	Paisaje de la zona	1		5	2.5					2.5	1		5	
ANT 2		Red vial	2.5	1	5		2.5				1	5		7.5	5
ANT 3		Accesibilidad	2.5	1	5	1	5					1			5
ANT 4		Calidad de vida	1	2.5		5	1	2.5	5	1	1				2.5
ANT 5		Tranquilidad	1	2.5	2.5	1	2.5	5	1	1	2.5			5	
ANT 6		Condiciones de circulación	2.5	5	5	2.5	5				2.5	2.5			7.5
ANT 7		Seguridad vial	2.5	5	5	5	2.5		2.5	2.5	5	1			5
ANT 8		Fuentes de materiales	2.5		2.5										
ANT 9		Ordenamiento territorial												5	7.5
ANT 10		Economía local	2.5											5	7.5
ANT 11		Nivel de empleo												2.5	5
ANT 12		Valor del suelo				1									5

Fuente: Elaboración propia

MATRIZ (C)

MATRIZ CAUSA EFECTO - IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES															
CODIGO	COMPONENTE	FACTOR AMBIENTAL	(C)												
			CALIFICACIÓN DE LA DURACIÓN												
			FASE DE CONSTRUCCIÓN											FASE DE OPERACIÓN	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	1	2
			Construcciones preliminares	Generación de Desechos	Excavaciones	Acumulación de restos y Rechazos	Transporte de materiales de desecho y construcción	Ruidos y Vibraciones	Generación de polvo	Generación de lodo	Presencia de Maquinaria Pesada y Equipos	Mantenimiento de equipos	Expropiación de terrenos	Tráfico vehicular	Mantenimiento
ABI1	ABIOTICO	Calidad del Aire	2.5	2.5	2.5	5	5		5		2.5	1		5	
ABI2		Nivel Sonoro	1		2.5		5	7.5			1	1		5	1
ABI3		Calidad del Suelo		2.5		2.5				1		1			
ABI4		Compactación y Asentamiento	1		2.5		2.5				1				
ABI5		Recursos Hídricos		2.5	2.5	5							5		
BIO1	BIOTICO	Cobertura vegetal			5										
BIO2		Fauna			2.5										
ANT 1	ANTROPICO	Paisaje de la zona	2.5		10	2.5			1	1	2.5	1	10		
ANT 2		Red vial	2.5	1	10	2.5	1			1	1	1	10	10	5
ANT 3		Accesibilidad	1	2.5	5	2.5	1				2.5	1	7.5	10	5
ANT 4		Calidad de vida	2.5	1		1	1	7.5	5	2.5	1		10	10	2.5
ANT 5		Tranquilidad	1	2.5	2.5	1	2.5	7.5	1	1	7.5		10		
ANT 6		Condiciones de circulación	1	5	2.5	2.5	7.5			2.5	7.5	5		10	5
ANT 7		Seguridad vial	2.5	1	2.5	1	5		1	1	5	1		10	2.5
ANT 8		Fuentes de materiales	2.5		2.5										
ANT 9		Ordenamiento territorial											10	10	2.5
ANT 10		Economía local	2.5										1		2.5
ANT 11		Nivel de empleo											1		2.5
ANT 12		Valor del suelo				1								10	2.5

Fuente: Elaboración propia

MATRIZ (D)

MATRIZ CAUSA EFECTO - IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES															
MATRIZ:			(D)												
SIMBOLOGÍA:			* CALIFICACIÓN DE LA REVERSABILIDAD												
CODIGO	COMPONENTE	FACTOR AMBIENTAL	FASE DE CONSTRUCCIÓN											FASE DE OPERACIÓN	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	1	2
			Construcciones preliminares	Generación de Desechos	Excavaciones	Acumulación de restos y Rechazos	Transporte de materiales de desecho y construcción	Ruidos y Vibraciones	Generación de polvo	Generación de lodo	Presencia de Maquinaria Pesada y Equipos	Mantenimiento de equipos	Expropiación de terrenos	Tráfico vehicular	Mantenimiento
ABI1	ABIOTICO	Calidad del Aire	1	1	2.5	2.5	5		2.5		1	5		5	
ABI2		Nivel Sonoro	1		1		5	7.5			2.5	1		5	2.5
ABI3		Calidad del Suelo		1		1				1		2.5			
ABI4		Compactación y Asentamiento	1		7.5		5				2.5				
ABI5		Recursos Hídricos		5	5	5							1		
BIO1	BIOTICO	Cobertura vegetal			5										
BIO2		Fauna			5										
ANT 1	ANTROPICO	Paisaje de la zona	1		10	1				1	1		10		
ANT 2		Red vial	1	1	7.5		1			1	1		7.5	5	5
ANT 3		Accesibilidad	1	2.5	5	1	2.5				2.5			5	2.5
ANT 4		Calidad de vida	1	2.5		1	1	1	1	1	1	1	5	7.5	5
ANT 5		Tranquilidad	1	1	5	2.5	1	5	5	1	1	1	1		
ANT 6		Condiciones de circulación	1	1	5	2.5	2.5			5	2.5	1	1	10	2.5
ANT 7		Seguridad vial	2.5	1	5	1	1		1	1	1	1		5	5
ANT 8		Fuentes de materiales	2.5		10										
ANT 9		Ordenamiento territorial											10	10	
ANT 10		Economía local	1										1		2.5
ANT 11		Nivel de empleo											1		2.5
ANT 12		Valor del suelo				2.5								7.5	5

Fuente: Elaboración propia

MATRIZ (E)

MATRIZ CAUSA EFECTO - IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES															
CODIGO	COMPONENTE	FACTOR AMBIENTAL	(D) CÁLCULO DE LA IMPORTANCIA											FASE DE OPERACIÓN	
			* SIMBOLOGÍA:											1	2
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	1	2
			Construcciones preliminares	Generación de Desechos	Excavaciones	Acumulación de restos y Rechazos	Transporte de materiales de desecho y construcción	Ruidos y Vibraciones	Generación de polvo	Generación de lodo	Presencia de Maquinaria Pesada y Equipos	Mantenimiento de equipos	Expropiación de terrenos	Tráfico vehicular	Mantenimiento
ABI1	ABIOTICO	Calidad del Aire	1.6	1.9	3	3.2	5.5		4		1.6	2.9		5.5	
ABI2		Nivel Sonoro	1		1.9		4.5	7			1.9	1		4.5	1.9
ABI3		Calidad del Suelo		1.9		1.9				1		1.6			
ABI4		Compactación y Asentamiento	1		5		3.5				2.4				
ABI5		Recursos Hídricos		3.2	3.5	4.2						2.6			
BIO1	BIOTICO	Cobertura vegetal			4.5										
BIO2		Fauna			3.2										
ANT 1	ANTROPICO	Paisaje de la zona	1.6		9	1.9			1	1.3	1.6	1	9		
ANT 2		Red vial	1.9	1	8	1	1.3			1	1.8	1	8.5	7.5	5
ANT 3		Accesibilidad	1.3	2.2	5	1.6	2.4				2.2	1	3	7	4
ANT 4		Calidad de vida	1.6	1.9		1.8	1	3.9	3.4	1.6	1	1	6	7.5	3.2
ANT 5		Tranquilidad	1	1.9	3.5	1.6	1.9	6	2.6	1	3.9	1	5.4		
ANT 6		Condiciones de circulación	1.3	3.4	4	2.5	5			3.5	4.5	2.4	1	9.5	4
ANT 7		Seguridad vial	2.5	1.8	4	1.8	2.9		1.3	1.3	3.4	1		7	4
ANT 8		Fuentes de materiales	2.5		5.5										
ANT 9		Ordenamiento territorial											9	9.5	1.2
ANT 10		Economía local	1.9										1.8		3.5
ANT 11		Nivel de empleo											1.3		3
ANT 12		Valor del suelo				1.6								8	3.5

Fuente: Elaboración propia

MATRIZ (F)

MATRIZ CAUSA EFECTO - IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES																
CODIGO	COMPONENTE	FACTOR AMBIENTAL	(D)													
			CALIFICACIÓN DE LA MAGNITUD													
			FASE DE CONSTRUCCIÓN											FASE DE OPERACIÓN		
SIMBOLOGÍA: *											1	2				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	1	2				
Construcciones preliminares	Generación de Desechos	Excavaciones	Acumulación de restos y Rechazos	Transporte de materiales de desecho y construcción	Ruidos y Vibraciones	Generación de polvo	Generación de lodo	Presencia de Maquinaria Pesada y Equipos	Mantenimiento de equipos	Expropiación de terrenos	Tráfico vehicular	Mantenimiento				
ABI1	ABIOTICO	Calidad del Aire	1	2.5	7.5	7.5	5		10		5	2.5		5		
ABI2		Nivel Sonoro	1		7.5		2.5	10				5			5	2.5
ABI3		Calidad del Suelo		2.5		5				1		5				
ABI4		Compactación y Asentamiento	2.5		5		1				2.5					
ABI5		Recursos Hídricos		5	2.5	7.5						5				
BIO1	BIOTICO	Cobertura vegetal			7.5											
BIO2		Fauna			5											
ANT 1	ANTROPICO	Paisaje de la zona	2.5		10	7.5	1			2.5	5		10			
ANT 2		Red vial	1	5	10		5		1	1	5	2.5	10	7.5	7.5	
ANT 3		Accesibilidad	2.5	2.5	7.5	5	1		1	2.5	2.5	1		5		
ANT 4		Calidad de vida	2.5	2.5	5	2.5	2.5	7.5	1	1			7.5	5	2.5	
ANT 5		Tranquilidad	1	2.5	5	2.5	5	7.5	5	2.5	2.5	1	7.5			
ANT 6		Condiciones de circulación	2.5	5	10	7.5	5		2.5	7.5	7.5	5		5	2.5	
ANT 7		Seguridad vial	5	7.5	2.5	5	5		7.5	7.5	5	5		5	2.5	
ANT 8		Fuentes de materiales	1		1											
ANT 9		Ordenamiento territorial											5	5		
ANT 10		Economía local	2.5										7.5		2.5	
ANT 11		Nivel de empleo											2.5		1	
ANT 12		Valor del suelo				2.5							1	2.5	1	

Fuente: Elaboración propia

MATRIZ (G)

MATRIZ CAUSA EFECTO - IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES																		
MATRIZ: SIMBOLOGÍA:			(D) CALIFICACIÓN DEL VALOR DEL IMPACTO AMBIENTAL															
CODIGO	COMPONENTE	FACTOR AMBIENTAL	FASE DE CONSTRUCCIÓN											FASE DE OPERACIÓN				
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	1	2			
			Construcciones preliminares	Generación de Desechos	Excavaciones	Acumulación de restos y Rechazos	Transporte de materiales de desecho y construcción	Ruidos y Vibraciones	Generación de polvo	Generación de lodo	Presencia de Maquinaria Pesada y Equipos	Mantenimiento de equipos	Expropiación de terrenos	Total según filas	Traffic vehicular	Mantenimiento	Total según filas	
ABI1	ABIOTICO	Calidad del Aire	-1.26	-2.18	-4.74	-4.9	-5.24		-6.42		-2.83	-2.69		-30.16	-5.24		-5.24	
ABI2		Nivel Sonoro	-1		-3.77		-3.35	-4.57					-2.24		-18.73	-4.74	-2.18	-6.92
ABI3		Calidad del Suelo		-2.18		-3.08					-1		-2.83		-9.09			
ABI4		Compactación y Asentamiento	-1.58		-5		-1.87					-2.45			-10.9			
ABI5		Recursos Hídricos		-4	-2.96	-5.61							-3.61		-16.18			
BIO1	BIOTICO	Cobertura vegetal			-5.81									-5.81				
BIO2		Fauna			-4									-4				
ANT 1	ANTROPICO	Paisaje de la zona	-2		-9.49	-3.77					-1.8	-2.83		9.49	-10.4			
ANT 2		Red vial	-1.38	-2.24	-6.34		-2.55				-1	-3	-1.58	9.22	-11.47	7.5	6.12	13.62
ANT 3		Accesibilidad	-1.8	-2.35	-6.12	-2.83	-1.55					-2.35	-1		-18	5.92		5.92
ANT 4		Calidad de vida	-2	-2.18		-2.12	-1.58	-5.41	-1.84	-1.26					-16.39	6.12	2.83	8.95
ANT 5		Tranquilidad	-1	-2.18	-4.18	-2	-3.08	-6.71	-3.61	-1.58	-3.12	-1	-6.46		-34.82			
ANT 6		Condiciones de circulación	-1.8	-4.12	-6.32	-4.33	-5				-5.12	-5.81	-3.46		-35.96	6.89	3.16	10.05
ANT 7		Seguridad vial	-3.54	-3.67	-3.16	-3	-3.81				-3.12	-3.12	-4.12	-2.24	-29.78	5.92	3.16	9.08
ANT 8		Fuentes de materiales	-1.58		-2.35										-3.93			
ANT 9		Ordenamiento territorial												6.71	6.71	6.89		6.89
ANT 10		Economía local	-2.18											-3.67	-5.85		2.96	2.96
ANT 11		Nivel de empleo												-1.8	-1.8		1.73	1.73
ANT 12		Valor del suelo				-2									-2	4.47	1.87	6.34
TOTAL DE IMPACTO SEGÚN COLUMNAS			-21.1	-25.1	-66.8	-33.6	-28	-20.5	-14.9	-14.9	-26.5	-20.7	13.59	-259	33.73	19.65	53	
IMPACTOS			CANTIDAD											CANTIDAD		%		
ALTAMENTE SIGNIFICATIVOS			0	0	4	0	0	0	2	1	0	0	0	1	8.9	0	0	0
SIGNIFICATIVOS			1	2	7	5	5	0	2	2	3	2	1	33.3	2	0	12	
DESPRECIABLES			11	7	2	5	4	1	1	5	5	7	1	54.4	0	1	5.9	
BENEFICOS			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	3.3	7	7	82	
														90			17	

Fuente: Elaboración propia

En resumen, los resultados obtenidos en la matriz antes señalada permiten establecer los siguientes impactos:

Cuadro 7.15

Impactos en fase de construcción

IMPACTOS			
NEGATIVOS			POSITIVOS
ALTAMENTE SIGNIFICATIVOS	SIGNIFICATIVOS	DESPRECIABLES	BENEFICOS
8	30	49	3

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, en la fase de construcción se presentarán 90 impactos, de los cuales el 3,33% son positivos y el 96,67% son negativos.

Cuadro 7.16

Impactos en fase de operación

IMPACTOS			
NEGATIVOS			POSITIVOS
ALTAMENTE SIGNIFICATIVOS	SIGNIFICATIVOS	DESPRECIABLES	BENEFICOS
0	2	1	14

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, en la fase de operación se presentarán 17 impactos, de los cuales el 82% son positivos y el otro 18% son negativos.

7.8. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

El Plan de Manejo Ambiental considerado para el Paso Elevado en la Intersección de la Av. Maldonado y Av. Escalón 1, tiene como objetivo formular las medidas necesarias para la mitigación, compensación y prevención de los efectos adversos (críticos y severos), causados por las actividades del proyecto sobre los elementos ambientales así como maximizar aquellos aspectos identificados como positivos, según la identificación y valoración efectuadas en el balance ambiental, así como las recomendaciones para el futuro control, seguimiento y mejoramiento de dichos efectos.

El PMA para el Proyecto Paso Elevado en la Intersección de la Av. Maldonado y Av. Escalón 1 se ha estructurado de la siguiente manera:

- a) Medidas de control y prevención
- b) Medidas de mitigación
- c) Programa de manejo de residuos
- d) Plan de seguridad industrial y salud ocupacional
- e) Programa de concienciación ambiental

7.8.1. MEDIDAS DE CONTROL Y PREVENCIÓN

Para los impactos ambientales evaluados, se proponen las siguientes medidas de control y prevención.

7.8.1.1. Prevención y control de la contaminación del suelo

Con el fin de disminuir al máximo los efectos negativos producidos en el suelo, a continuación se señalan algunas acciones a tomar en cuenta a fin de lograr este objetivo.

- Prevenir y evitar derrames de hidrocarburos, aceites, grasas y otras sustancias contaminantes, instruyendo a los trabajadores sobre las normas de manejo de hidrocarburos.

- El Constructor deberá evitar la compactación de aquellos suelos donde no sea necesario el tránsito de maquinaria, ubicación de instalaciones, acopio de materiales requeridos en la construcción (ripio, arena, madera de encofrado, combustibles, etc.) y de demás tareas que se asienten sobre suelo firme.
- Al ocupar áreas en las que el suelo se encontraba en su estado natural, es importante que se tomen medidas de prevención y control a fin de evitar su deterioro y contaminación.

7.8.1.2. Prevención y Control de la Contaminación del agua

Si bien las aguas superficiales arrastran materiales en suspensión, es importante tomar en cuenta ciertas acciones tendientes a evitar que su grado de contaminación se incremente. Entre las acciones consideradas tenemos:

- No se arrojarán las fundas de cemento vacías en el sitio de la obra, ni se las quemará; se las retirará, y transportará al sitio de disposición final autorizado por los Técnicos de Control del Distrito Metropolitano de Quito.
- El constructor deberá prever y ejecutar considerar todas las medidas ambientales necesarias para garantizar que residuos de cemento, limos, u hormigón fresco no vayan como receptor final a fuentes de agua aledañas al proyecto o quebradas en donde se podrían tener filtraciones.

7.8.1.3. Prevención y Control de la Contaminación del aire

Con el fin de mitigar los impactos negativos en la calidad del aire debido a emisiones de gases contaminantes que salen de vehículos de

transporte pesado, maquinaria estacionaria y otros, a continuación se señalan algunas acciones a seguir a fin de lograr dicho objetivo.

- No se permitirá la quema a cielo abierto, sea para eliminación de desperdicios, llantas, cauchos, plásticos, de arbustos o maleza, en áreas desbrozadas, o de otros residuos. Para evitar esta situación, el constructor emplazará rótulos con frases preventivas y alusivas al tema en todos los frentes de trabajo, para información y conocimiento de todo el personal que labora en la obra.
- El constructor deberá ejecutar los trabajos con equipos y procedimientos constructivos que minimicen la emisión de contaminantes hacia la atmósfera, por lo que será de su responsabilidad el control de la calidad de emisiones, olores, humos, polvo, quemas incontroladas y uso de productos químicos tóxicos y volátiles.

Para esto, deberá mantener un adecuado mantenimiento de sus equipos y maquinaria, especialmente de aquellos propulsados por motores de combustión interna con uso de combustibles. Llevará un estricto control de las emisiones de humos y gases. Deberá cumplir con la normativa ambiental vigente relacionada con las emisiones por parte de fuentes fijas y móviles.

La Implementación de todas estas medidas se las realizará inmediatamente al inicio de los trabajos y se mantendrán durante todo el tiempo que éstos duren.

El contratista será el responsable de implementar las medidas propuestas, y la fiscalización la de verificar si efectivamente éstas se cumplen.

A continuación se presentan algunas medidas de control y prevención para algunos trabajos considerados de importancia en la afectación del ambiente en el entorno del proyecto:

- **Construcciones provisionales**

Hace referencia a la implementación de la bodega y obras conexas que el Contratista debe implementar con el fin de facilitar el almacenamiento de materiales de construcción (cemento, madera para encofrados, etc.) así como de equipos (concreteras) y herramientas menores, requeridos para la construcción del puente, a fin de lograr un manejo adecuado de desechos sólidos y líquidos.

Procedimiento de Trabajo:

A fin de satisfacer necesidades sanitarias, la bodega deberá contar con un sistema adecuado de evacuación de desechos. Se deberá tomar en cuenta lo señalado en el Programa de Manejo de Residuos.

Ubicación:

El constructor, adecuará la bodega a un costado de la vía, en las inmediaciones del puente. Sus instalaciones, deberán ser tales que no ocasionen la contaminación.

Instalación:

Deberán evitarse al máximo los desmontes del terreno, rellenos y remoción de vegetación en el área determinada. Podrá ser del tipo fijo, desmontable o móvil, a opción del Contratista.

El área de la bodega debe disponer de las siguientes instalaciones conexas:

- a) Letrina para la disposición de excretas de quienes laboren durante el proceso constructivo del puente (por ningún motivo se verterán aguas servidas en los cuerpos de agua);
- b) Trampa de grasas y aceites;
- c) Sistemas de recolección de desechos sólidos;
- d) Canales perimetrales al área utilizada con el fin de conducir las aguas lluvias, evitar la erosión y evitar contaminaciones al suelo.
- e) El abastecimiento de combustible y el mantenimiento de equipos se efectuará en forma tal que se eviten derrames de hidrocarburos u otras sustancias contaminantes directamente al suelo. Para el efecto se deberá instalar una trampa de grasas a fin de que todos los derrames y posteriores escurrimientos que eventualmente ocurran, no contaminen el suelo.
- f) Los lubricantes deberán almacenarse en recipientes herméticos y disponerse en sitios adecuados.

La Implementación de todas estas medidas se las realizará inmediatamente al inicio de los trabajos y se mantendrán durante todo el tiempo que éstos duren.

El contratista será el responsable de implementar las medidas propuestas, y la fiscalización la de verificar si efectivamente éstas se cumplen.

- **Control de ruido y/o vibraciones**

Para mitigar los efectos que el ruido y/o vibraciones producirán sobre el área de influencia directa del proyecto, se deberán tomar en cuenta las siguientes medidas:

- a) Elegir equipos y maquinaria que sean poco ruidosos. Dentro de esto habrá que considerar la utilización de silenciadores, para el caso de

maquinaria o equipo pesado y de amortiguadores para mitigar las vibraciones. La maquinaria y equipos, cuyo funcionamiento genere niveles de ruido superiores a los 75 dB, deberán ser retirados desde los sitios de obra a los talleres para ser reparados y retornarán una vez que cumplan con los niveles admisibles por la normativa existente.

- b) Controlar y eliminar señales audibles innecesarias tales como sirenas y pitos.
- c) Prohibir el consumo de bebidas alcohólicas en el sitio de trabajo y en áreas aledañas. Esta medida incluye a los subcontratistas.
- d) Estará terminantemente prohibida la realización de festejos en el sitio de los trabajos y en áreas aledañas. Esta medida incluye a los subcontratistas.
- e) Estará terminantemente prohibido mantener equipos de música en alto volumen. Esta medida incluye a los subcontratistas.

La Implementación de todas estas medidas se las realizará inmediatamente al inicio de los trabajos y se mantendrán durante todo el tiempo que éstos duren.

El contratista será el responsable de implementar las medidas propuestas, y la fiscalización la de verificar si efectivamente éstas se cumplen.

- **Transporte de materiales y movimiento de maquinarias**

Con el fin de mitigar los impactos que el transporte de materiales y el movimiento de maquinarias, se deberá implementar acciones y medidas que permitan causar el mínimo malestar a la salud humana y al ambiente que rodea a la obra, entre las acciones y medidas se deberá implementar:

- a) Las volquetas contarán con lonas de recubrimiento, no podrán exceder su capacidad de carga.
- b) Los trabajos de transporte de materiales para la obra, deberán programarse y adecuarse para evitar todo daño a las vías por las que circulan o afecten a las construcciones y a otros bienes públicos o privados; además, se deberá tomar en cuenta a los vehículos que no excedan los pesos por eje máximos autorizados, si se incurriere en daños deberá el contratista subvalorarlos de manera inmediata a su propio costo.
- c) La provisión de materiales y el transporte de material sobrante de excavaciones y retiro de escombros deberán realizarse, a las horas de menor tráfico, sobre todo en la zona del área de trabajo aledaño a los poblados circundantes.
- d) Todo material que sea encontrado fuera de lugar, a causa de descuido en el transporte, como restos de hormigón, rocas, etc., será retirado inmediatamente por el contratista.

La Implementación de todas estas medidas se las realizará inmediatamente al inicio de los trabajos y se mantendrán durante todo el tiempo que éstos duren.

El contratista será el responsable de implementar las medidas propuestas, y la fiscalización la de verificar si efectivamente éstas se cumplen.

- **Control del polvo**

Este trabajo consistirá en la aplicación de un paliativo para controlar el polvo que se produzca, como consecuencia de la construcción del puente, del tráfico de vehículos y acción del personal o equipo pesado que intervenga en el proyecto. Se deberá considerar las condiciones climáticas, especialmente en verano.

Procedimiento de Trabajo:

Para el efecto se utilizará agua, la misma que será distribuida de manera uniforme mediante un vehículo equipado con un sistema de rociadores. El equipo empleado deberá contar con la aprobación del Fiscalizador. El volumen de agua a aplicar será entre los 0,90 y los 3,5 litros por metro cuadrado, conforme indique el Fiscalizador, así como su frecuencia de aplicación.

Al efectuar el control de polvo con carros cisterna, la velocidad máxima de aplicación será de 5 km/h.

La Implementación de esta medida se realizará cuando se produzca polvo y se mantendrá hasta que ésta haya sido mitigada.

El contratista será el responsable de implementar las medidas propuestas, y la fiscalización la de verificar si efectivamente éstas se cumplen.

7.8.2. MEDIDAS DE MITIGACIÓN

Las medidas de mitigación han sido definidas en función de la magnitud de los daños.

Por la naturaleza de la obra; el proyecto requiere que se incorpore un Especialista Ambiental. Es recomendable que la Fiscalización realice las siguientes tareas previas al inicio del control de las obras propiamente dichas:

- a) Analizar y definir la validez y exactitud de las predicciones de impactos ambientales.
- b) Revisar la gestión ambiental de la actividad a emprender.

- **Especialista Ambiental**

Será un requerimiento necesario, de la compañía constructora contratar un responsable ambiental, para que se encargue de las acciones de mitigación ambiental durante la construcción del puente.

Será el encargado por parte de la constructora, de preparar charlas de seguridad y prevención de accidentes a los trabajadores del proyecto instruyéndoles sobre riesgos de trabajo y de protección al medio y a la población.

7.8.3. PROGRAMA DE MANEJO DE RESIDUOS

El objetivo de este programa es controlar la posible contaminación del agua, suelo y la vegetación provenientes de las actividades del proyecto debido a la presencia de aceites, grasas, combustibles o cualquier elemento químico peligroso que pueda ser vertido sobre ellos.

Por otro lado, busca establecer las acciones necesarias para manipular y disponer adecuadamente los materiales estériles excedentes e integrar al ambiente las superficies que hayan sido ocupadas por ellos.

Con el fin de mitigar los impactos que los desechos sólidos y líquidos podrían generar sobre el medio ambiente, la bodega a implementarse deberá disponer de:

- a) Letrina.
- b) Trampa de grasas y aceites.
- c) Recipientes de basura.

- **Manejo de desechos de construcción**

En la fase de construcción del Proyecto se producirá gran cantidad de desechos por lo cual para el manejo y disposición de los mismos se deberán adoptar las siguientes medidas:

- a) Instruir sobre el manejo apropiado de residuos de construcción y demolición para que éstos desechos no sean almacenados sobre zanjas, drenajes naturales de aguas lluvias o cuerpos de agua cercanos.
- b) Establecer previo inicio de los trabajos, las áreas adecuadas para la colocación provisional de escombreras. Estas áreas deberán ser accesibles y representar el mínimo acarreo para evitar la generación de emisiones fugitivas y gases de escape.
- c) Evaluar y dimensionar el potencial de reutilización de los desechos de cimentación de las obras.
- d) Determinar mediante un estudio el sitio más idóneo para las actividades de disposición final de estos desechos. Este sitio deberá ser consultado y aprobado por los Técnicos de Control del Distrito Metropolitano de Quito.

7.8.4. PLAN DE SEGURIDAD INDUSTRIAL Y SALUD OCUPACIONAL

Tiene como objetivo proporcionar seguridad y disminuir los riesgos ocasionados por la construcción del puente; así como durante la operación y mantenimiento mediante la instalación de señalización temporal para control de tráfico; y señalización definitiva, para educar a la población usuaria respecto a la protección del ambiente y seguridad comunitaria; y, apoyar con información clara y precisa al personal del proyecto respecto a leyes y reglamentos ambientales que rigen para la construcción de la obra.

7.8.4.1. Señalización informativa, preventiva y ambiental

Tiene relación con la implementación de señalización con temas alusivos a la prevención y control de las actividades de la obra, evitar deterioros ambientales en la zona, seguridad de los trabajadores y ciudadanía en general; antes de iniciar los trabajos, el constructor deberá implementar una rotulación: informativa, preventiva, restricciones y ambiental y estarán ubicados en sitios visibles, en las inmediaciones al puente. Se colocarán de la siguiente manera:

Las señales informativas.- tendrán como objetivo:

- a) Advertir a los trabajadores, y población aledaña a la zona de la obra, los trabajos relacionados, alcance y duración;
- b) Advertir a los trabajadores y usuarios del puente acerca de la existencia y naturaleza de peligros potenciales en las zonas de trabajo,
- c) Indicar la existencia de ciertas limitaciones o prohibiciones que se presenten, especialmente en cuanto a la velocidad de circulación.

Las señales preventivas.- tendrán por objeto:

- a) Advertir a los trabajadores y usuarios del proyecto acerca de la existencia y naturaleza de peligros en los frentes de trabajo,
- b) Indicar la existencia de limitaciones o prohibiciones que se presentan, especialmente a la circulación, y vías alternas a utilizarse mientras dura las obras viales.

Las señales de restricción.- indicarán las acciones que no se deben realizar a fin de no causar impactos ambientales al entorno. Entre éstas se utilizará:

- a) Cinta plástica amarilla que indique peligro, y cinta reflectiva para delimitar las áreas de trabajo;
- b) Conos de color anaranjado intenso, con banda reflexiva.

Prevención de Accidentes.- El contratista está obligado a colocar señalización diurna y nocturna, en los diferentes sentidos de circulación vehicular, indicando con antelación a 500 m. y a 250 m y a 100 m las siguientes leyendas: “Zona de Peligro”, “Conduzca con Cuidado”, “Reduzca la Velocidad”, “Desvíos”, “No Paso de Vehículos” y otros requerimientos de señalización preventiva móvil.

También se colocará, si es del caso, señales temporales para trabajos en las inmediaciones del puente, que indiquen a los usuarios de la vía y peatones: “Desvío”, “Hombres Trabajando - Precaución”.

Se colocarán conos fosforescentes y usarán los trabajadores chalecos fosforescentes, para que sean visibles a la distancia.

7.8.4.2. Mantenimiento de tránsito

Para el efecto se deberá emplear señalización durante todo el tiempo que dure la construcción del puente; para asegurar que el tránsito de personas y de vehículos, tenga un mínimo de demoras, inconvenientes y peligros; evitar que cualquier acción de movimiento de volquetas o

maquinaria pueda obstaculizar el normal tránsito vehicular o peatonal, lo que minimizará las molestias a los usuarios.

7.8.4.3. Equipo de protección personal

Para el personal que labora en la construcción el puente habrá que considerar:

- Cascos de seguridad, utilizado por el personal para la protección contra los riesgos de choques, golpes y caídas o proyección de objetos.
- Protectores visuales utilizados por los trabajadores para preservar los ojos o la cara contra los riesgos de impacto de partículas sólidas y/o salpicaduras de líquidos entre otros.
- Guantes de protección utilizados por los trabajadores frente a los riesgos de cortes, pinchazos y otros, derivados de la manipulación de materiales.
- Calzado de seguridad utilizado por los trabajadores para la protección de los dedos y/o planta de los pies contra los riesgos debidos a caídas de objetos, golpes, aplastamientos y pinchazos.
- Overoles impermeables de manera que quienes trabajen en el proyecto estén plenamente protegidos de las aguas lluvias que caen en el lugar.
- Protectores auditivos utilizados por los operadores de equipos generadores de ruido a fin de preservar su sistema auditivo.

7.8.5. PROGRAMA DE CONCIENSACIÓN AMBIENTAL

El constructor, mantendrá durante todo el período de construcción, un mecanismo de educación, capacitación y gestión ambiental con los pobladores vecinos y personal que trabaja en la obra vial, que permita cumplir:

- Establecer acuerdos, que permita la evaluación de procedimientos empleados, cumplimiento de acuerdos y medidas ambientales.
- Conseguir la participación de la población, para desarrollar actividades para el control y manejo ambiental respecto al suelo, agua, vegetación, fauna, desbroce, y basura.
- El constructor, asignará un profesional con experiencia en capacitación de temas ambientales, el cual trabajará en coordinación con la fiscalización y demás organismos involucrados.

Se implementará una campaña de información, la misma que consistirá en:

- Comunicación radial;
- Charlas de concienciación.- Las charlas de concienciación estarán dirigidas al personal que laborará en la construcción. Se desarrollarán temas relativos al proyecto y su relación con el ambiente.

Tendrán como objetivo capacitar al personal sobre cómo ejecutar las labores propias de la construcción. Tendrán una duración de una hora y los temas a tratar serán muy concretos, prácticos y de fácil comprensión, tales como:

- El medio ambiente que rodea al puente y su interrelación con la población, los usuarios y los trabajadores.
- Salud, seguridad y medio ambiente.
- Manejo adecuado de desechos sólidos y líquidos.

- Principales impactos ambientales generados por las acciones del proyecto y las medidas de mitigación correspondientes.

7.9. PLAN DE MONITOREO AMBIENTAL

Tiene como objetivo contar con una programación que permita la implementación de todas las medidas de mitigación y remediación durante las diferentes fases del proyecto, así como con el mecanismo de vigilancia y control a fin de determinar si las medidas de mitigación y rehabilitación definidas en el Plan de Manejo se ejecutan adecuadamente y surten el efecto deseado o tienen que ser ajustadas, si es el caso.

7.9.1. ACTORES INVOLUCRADOS

El Contratista:

Entre las principales tareas del contratista estarán:

- Implementar y ejecutar las medidas estipuladas en el Plan de Manejo Ambiental.
- Respetar la autoridad de la Fiscalización Ambiental y trabajar en armonía con ella en la ejecución de la obra, dentro de las normas legales y ambientales previstas y las nuevas que se reglamenten.

El Fiscalizador Ambiental

Entre las principales tareas del Fiscalizador Ambiental estarán:

- Elaborará una bitácora en la que registre las acciones del proyecto, las medidas de mitigación, compensación, prevención y corrección ejecutadas, los responsables de las decisiones tomadas y el desempeño de esas medidas.

- Buscará siempre la armonía con el contratista en la ejecución de la obra, dentro de las normas legales y ambientales previstas y las nuevas que se reglamenten.
- llevará registro gráfico (fotos con sus fechas respectivas) antes de iniciar los trabajos, durante las actividades y después de ejecutadas las medidas del Plan de Manejo Ambiental.

7.9.2. EJECUCIÓN, REVISIÓN Y ACEPTACIÓN

Todo el proceso de ejecución, revisión, aprobación y observaciones para las actividades, quedará documentado mediante el uso de una lista de control, la misma que será complementada con bitácoras informativas de las variaciones en las decisiones, sus justificaciones y sus responsables.

7.9.3. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN Y RECHAZO

Será de gran importancia que prime el criterio prevención ambiental mediante: la mitigación, la prevención, el control o la compensación de los efectos generados por cada actividad de construcción, operación y/o desmantelamiento secundado por el criterio de costo más razonable.

Si la medida es insuficiente o deficientemente implantada, será rechazada; igualmente si existen otras medidas de igual calidad y efectividad menos costosas.

7.9.4. MECANISMOS Y ESTRATEGIAS

Se plantean los siguientes mecanismos y estrategias:

- a) Toda contravención o acciones de personas que residan o trabajen en la obra y que originen daño ambiental, será del conocimiento del

Fiscalizador ambiental en forma inmediata, éste comunicará al contratista mediante reunión de obra o por escrito la norma incumplida y el plazo para corregirla.

- b) La fiscalización ambiental será independiente del contratista de obra.
- c) El contratista será responsable de efectuar a su costo la acción correctiva apropiada, determinada por la fiscalización ambiental, por contravenciones al presente plan de manejo.
- d) Cuando se presente incumplimiento reiterado, el fiscalizador ambiental consignará los incumplimientos en el informe mensual de avance de obra, con el fin que sean analizados.

Como instrumentos e indicadores de seguimiento, evaluación y monitoreo se utilizarán:

- La bitácora de la fiscalización ambiental, tanto escrita como audiovisual.
- Las listas de chequeo inicial, periódica y final y las adicionales.
- Los informes de la fiscalización ambiental.

7.9.5. MONITOREO EN FASE OPERACIÓN

Estará a cargo de los Técnicos de Control del Distrito Metropolitano de Quito u otros organismos facultados para el efecto y en coordinación con los demás actores.

Sera importante considerar en los presupuestos anuales, el financiamiento para los trabajos de mantenimiento necesarios durante la vida útil del puente, teniendo en cuenta lo siguiente:

- Limpieza y mantenimiento del puente.
- Reparación de estructuras menores (barandas, desagües, etc.).

Promover la utilización de señales de prevención cuando se realicen trabajos de mantenimiento.

7.10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los impactos negativos producidos por la construcción y posterior operación del puente, son plenamente mitigables, por lo que el mismo se convierte en ambientalmente viable.
- Debido a la localización del proyecto en un área completamente intervenida, es necesario que para su ejecución se sujete a lo estipulado en el Plan de Manejo Ambiental.
- Resultará de gran importancia contar con personal Técnico en la zona de ejecución del Proyecto, para ejercer el control respectivo de todo lo estipulado en este Estudio.

CAPITULO VIII

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Debido a que la intersección entre la Avenida Maldonado y la Avenida Escalón 1, se presentaría como una potencial zona de caos vehicular el proyecto del Paso a Desnivel es una obra indispensable para el correcto funcionamiento del sistema vial planteado en esta zona de la Capital.
- Determinado el valor del TPDA futuro que es más de 8000 vehículos se concluye que la vía corresponde a una carretera de orden R-II según tabla 2.2.5.3.1.1, lo que demuestra la importancia de la ejecución del Proyecto.
- Las características Geológico-Geotécnicas de la zona donde se implantará el Proyecto determinaron la alternativa de cimentación más adecuada, la misma que debió mantenerse para todos los elementos de la infraestructura por la presencia de niveles freáticos altos y la baja capacidad portante en estratos superficiales e intermedios.
- La capacidad portante de los pilotes deberá ser verificada In Situ, al momento de llegar a los niveles de cimentación propuestos.
- La variación de la luz del puente de 2 tramos de 20m para hormigón y 40m para acero en las dos alternativas obedeció a las bondades y limitaciones de cada uno de los materiales, además del galibo considerado.
- En concordancia con el capítulo financiero de este proyecto en el cual se determinó que las dos alternativas generarán indicadores económicos positivos en el periodo de vida útil de 30 años considerado y el capítulo de comparación técnico económico, se concluye que la alternativa técnica más viable corresponde a la utilización del diseño de Tablero de hormigón sobre vigas metálicas de un solo tramo de 40 metros de luz.

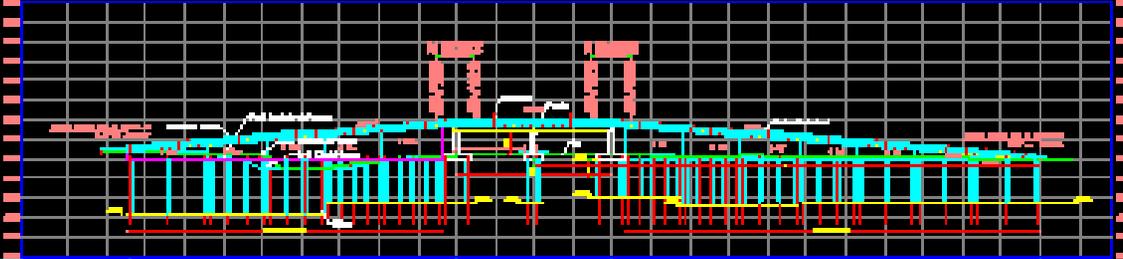
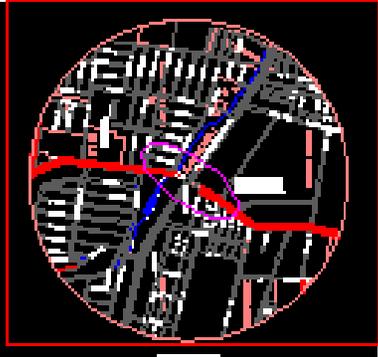
- La zona de construcción se ubica en el sur de Quito, en un área completamente intervenida y pese a que los impactos negativos producidos por la construcción y operación del puente son plenamente mitigables es imperativo que el proceso constructivo mantenga estrictamente todas las recomendaciones de mitigación ambiental establecidas en el Plan de Manejo Ambiental en el estudio respectivo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- Normas de Diseño: American Association of state highway and transportation officials (AASHTO) 2002
- American Association of state highway and transportation officials (AASHTO) AASHTO/AWS d1.5–88
- American Concrete Institute (ACI) ACI 318–95
- American Welding Society (AWS)
- Código Ecuatoriano de la Construcción
- American Society for Testing and Materials ASTM
- T.A.M.S-ASTEC, Normas de Diseño Geométrico de Carreteras y de Caminos Vecinales, Quito-Ecuador, 2003.
- Design Handbook, Volume 2-Columns, PUBLICATION SP-17A (78), American Concrete Institute, Detroit.
- Braja Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones.
- William A. Nash, Resistencia de Materiales.
- Nilson Arthur, Diseño de Estructuras de Concreto
- American Iron Steel Institute AISI
- Introducción a la topografía james m. Anderson, Edward m. Mikhail editorial Mc Graw Hill
- Emmop-q, Plan maestro de movilidad para el distrito metropolitano de quito 2009-2025, Quito-Ecuador, 8 de abril de 2009.
- INAMHI, Anuarios Meteorológicos, Quito-Ecuador 2003-2008. Universidad Politécnica Salesiana, INFORME DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE

SUELOS PARA EL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES DEL PUENTE Y MUROS DEL PASO ELEVADO SOBRE LA AV. MALDONADO – ESCALON, Laboratorio de Ensayo de Materiales de la UPS, Quito-Ecuador, Julio 2010.

- Mecánica de suelos, Juan Badillo Tomo 1 tercera edición, Mexico 1975
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (MTOPE), Asociación Consulsísmica – AET – TYLIN, Evaluación técnico - económico del Proyecto Puente sobre el estuario del río chone
- Banco Central del Ecuador, Datos Estadísticos, 2012.
- Manual de Análisis de Precios Unitarios Referenciales, Cámara de la Construcción de Quito.
- Base de Datos, Programa de Precios Unitarios, Proexcel
- Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero Metalúrgico INIGEMN CARTOGRAFIA GEOLOGICA REGIONAL: Escala 1:50.000, Cartografía de Pichincha, Quito S.E. Código 398.
- Apuntes de las materias de: Puentes, Hormigón I y II, Estructuras I y Estructuras de Acero
- INTERNET



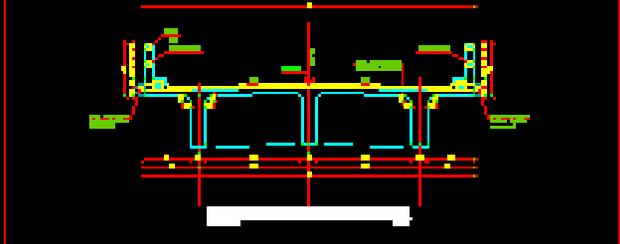
TIPO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	Columnas	10	m	1000	10000
2	Beambes	20	m	500	10000
3	Trusses	15	m	800	12000
4	Roofing	5	m	2000	10000
5	Other	10	m	1000	10000
TOTAL					50000

NOTAS:

1. Este presupuesto es para el suministro y montaje de la estructura de acero.
2. Se incluye el transporte de los materiales hasta el sitio de obra.
3. No incluye el trabajo de soldadura.
4. Se asume un 10% de desperdicio de material.
5. Este presupuesto es válido por un periodo de 30 días.
6. Se asume un 5% de utilidad.
7. Se asume un 2% de impuestos.
8. Se asume un 1% de gastos generales.
9. Se asume un 1% de gastos de envío.
10. Se asume un 1% de gastos de almacenamiento.

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	Columnas	10	m	1000	10000
2	Beambes	20	m	500	10000
3	Trusses	15	m	800	12000
4	Roofing	5	m	2000	10000
5	Other	10	m	1000	10000
TOTAL					50000

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	Columnas	10	m	1000	10000
2	Beambes	20	m	500	10000
3	Trusses	15	m	800	12000
4	Roofing	5	m	2000	10000
5	Other	10	m	1000	10000
TOTAL					50000



ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	Columnas	10	m	1000	10000
2	Beambes	20	m	500	10000
3	Trusses	15	m	800	12000
4	Roofing	5	m	2000	10000
5	Other	10	m	1000	10000
TOTAL					50000

COMPROBACIÓN DEL DISEÑO

Verificación de la estructura de acero.

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	Columnas	10	m	1000	10000
2	Beambes	20	m	500	10000
3	Trusses	15	m	800	12000
4	Roofing	5	m	2000	10000
5	Other	10	m	1000	10000
TOTAL					50000

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Excavación y relleno para puentes
 CODIGO: 307-2(2)

UNIDAD: m3
 K(H/U): 0.050
 REND. (: 20.000

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HOR/ C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R
BOMBA DE AGUA	1.00	3.00	3.00	0.050	0.150
EXCAVADORA DE ORUGAS de 128HP	1.00	48.33	48.33	0.050	2.420
VOLQUETA 8M3	1.00	15.86	15.86	0.050	0.790
COMPACTADOR MANUAL	2.00	2.00	4.00	0.050	0.200
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
PARCIAL M					3.560
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	COSTO HOR/ C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R
PEON	6.00	2.81	16.84	0.050	0.840
MAESTRO DE OBRA	1.00	2.83	2.83	0.050	0.140
OP. EXCAVADORA	1.00	2.96	2.96	0.050	0.150
AYUDANTE DE MAQUINARIA	1.00	2.83	2.83	0.050	0.140
CHOFER LICENCIA TIPO E	1.00	4.16	4.16	0.050	0.210
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
PARCIAL N					1.480
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B	
ENTIBADO	M2	1.00	6.960	6.960	
MATERIAL PARA RELLENO	M3	0.30	3.000	0.900	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
PARCIAL O					7.860
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B	
MATERIAL PARA RELLENO	m3-km	3.00	0.280	0.840	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
PARCIAL P					0.840
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)					13.740
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0.00%					-
(OTROS COSTOS INDIRECTOS)					-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					13.740
VALOR PROPUESTO					13.740

FIRMA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

				-
				-
				-
				-
TRANSPORTE				5.250
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B
				-
				-
				-
				-
				-
				-
				-
PARCIAL P				-
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				6.660
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0.00%				-
(OTROS COSTOS INDIRECTOS)				-
COSTO TOTAL DEL RUBRO				6.660
VALOR PROPUESTO				6.660

FIRMA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Suministro, fabricación, montaje Acero estructural A-572
 CODIGO: 505(1)a

UNIDAD: kg
 K(H/U): 0.0086
 REND. (116.000

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO HOR/ C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	2.00	4.14	8.28	0.0086	0.071
MOTOSOLDADORA	2.00	5.00	10.00	0.0086	0.086
EQUIPO DE OXICORTE	2.00	4.00	8.00	0.0086	0.069
GRUA DE PATIO	1.00	40.00	40.00	0.0086	0.345
PUENTE GRÚA	4.00	8.74	34.96	0.0086	0.301
SOLDADORA	2.00	5.00	10.00	0.0086	0.086
TORTUGAS	2.00	0.28	0.56	0.0086	0.005
EQUIPO AIRLESS	4.00	0.71	2.84	0.0086	0.024
AMOLADORA	2.00	0.28	0.56	0.0086	0.005
APAREJOS DE IZAJE	2.00	2.80	5.60	0.0086	0.048
MANO DE OBRA					1.040
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	COSTO HOR/ C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO UNIT. D=C*R
PEON	11.00	2.81	30.87	0.0086	0.266
MAESTRO ESTRUCTURA MAYOR SECAP	2.00	2.83	5.65	0.0086	0.049
AYUDANTE DE MAQUINARIA	6.00	2.83	16.99	0.0086	0.146
SOLDADOR ELECTRICO Y/O ACETILENO	4.00	2.96	11.85	0.0086	0.102
OP.GRUA	2.00	2.96	5.93	0.0086	0.051
PINTOR	2.00	2.83	5.66	0.0086	0.049
OP. PANTOGRAFO	1.00	2.91	2.91	0.009	0.025
MECANICO DE MANTENIMIENTO-REPARACION EQUI	1.00	2.96	2.96	0.009	0.026
			-	-	-
			-	-	-
MATERIALES					0.714
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B	
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-572	KG	1.1000	1.430	1.573	
ELECTRODOS E-80	KG	0.0025	9.500	0.024	
OXIGENO	M3	0.0140	6.000	0.084	
DISCO DE ABRASIÓN	U	0.0045	2.500	0.011	
DISCO DE CORTE (AMOLADORA)	U	0.0045	1.600	0.007	
ELECTRODO 70-18	KG	0.0110	2.400	0.030	
ACETILENO	U	0.0130	8.150	0.110	

				-
				-
				-
				-
				-
				-
				-
				-
	0.01	PARCIAL P		-
	TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)			9 642.155
		INDIRECTOS Y UTILIDAD	0.00%	-
		(OTROS COSTOS INDIRECTOS)		-
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			9 642.155
	VALOR PROPUESTO			9 642.160

FIRMA

ANEXO 1.11.1

DATOS TOPOGRAFICOS

NUMERO	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCION
1	9965671.323	494734.524	2935.257	E21
2	9965723.949	494354.050	2943.165	E22
3	9965677.781	494184.234	2947.886	E23
4	9965723.893	494353.873	2942.905	E22Rec
5	9965671.435	494733.996	2934.837	E21Rec
6	9965682.154	494632.749	2936.561	b
7	9965682.172	494632.620	2936.397	v
8	9965675.206	494624.736	2936.738	b
9	9965675.213	494624.838	2936.576	v
10	9965684.685	494626.011	2936.560	b
11	9965684.667	494626.109	2936.362	v
13	9965685.507	494625.948	2936.515	b
14	9965685.513	494626.041	2936.355	v
15	9965686.455	494625.380	2936.487	b
16	9965686.445	494625.456	2936.309	v
17	9965686.994	494624.062	2936.441	b
18	9965687.212	494624.043	2936.302	v
19	9965695.912	494624.839	2936.410	b
20	9965696.213	494624.837	2935.991	v
21	9965702.473	494627.001	2936.305	b
22	9965701.488	494626.933	2935.919	v
23	9965700.908	494645.473	2935.644	b
24	9965700.703	494645.457	2935.443	v
25	9965701.040	494647.020	2935.611	b
26	9965700.879	494646.999	2935.387	b
27	9965701.649	494648.057	2935.588	b
28	9965701.585	494648.158	2935.374	v
29	9965703.389	494649.033	2935.548	b
30	9965703.353	494649.130	2935.355	v
31	9965702.936	494656.270	2935.498	b
32	9965702.963	494656.164	2935.287	b
33	9965701.250	494656.367	2935.420	b
34	9965701.213	494656.246	2935.237	v
35	9965700.359	494656.998	2935.302	b
36	9965700.205	494656.881	2935.113	v
37	9965699.587	494661.085	2935.131	b

38	9965699.418	494661.059	2934.959	v
39	9965692.995	494660.582	2935.623	b
40	9965693.172	494660.606	2934.998	v
41	9965691.039	494660.961	2935.570	b
42	9965690.750	494660.964	2935.149	v
43	9965686.567	494662.169	2935.007	d
44	9965696.928	494692.280	2934.064	b
45	9965696.736	494692.269	2933.910	v
46	9965690.309	494692.333	2934.488	b
47	9965690.586	494692.366	2933.986	v
48	9965688.387	494692.654	2934.409	b
49	9965687.978	494692.591	2934.046	v
50	9965683.244	494693.216	2933.964	d
51	9965694.831	494717.695	2933.182	b
52	9965694.625	494717.675	2932.937	v
53	9965688.111	494717.434	2933.475	b
54	9965688.292	494717.470	2933.091	v
55	9965685.861	494717.187	2933.127	v
56	9965681.734	494717.150	2933.170	v
57	9965694.118	494729.088	2932.862	v
58	9965693.645	494729.117	2932.482	v
59	9965687.096	494729.859	2932.900	b
60	9965687.342	494729.861	2932.444	v
61	9965684.460	494729.878	2932.631	v
62	9965679.524	494729.816	2932.594	v
63	9965693.793	494747.016	2931.814	b
64	9965692.463	494746.877	2931.586	v
65	9965715.009	494762.013	2927.282	b
66	9965686.318	494743.462	2931.740	v
67	9965682.487	494745.066	2932.356	v
68	9965677.998	494744.823	2932.452	v
69	9965693.588	494769.118	2930.822	b
70	9965693.050	494769.150	2930.848	v
70	9965690.033	494769.024	2930.939	j
71	9965686.507	494769.343	2931.022	j
72	9965684.038	494772.707	2931.163	j
73	9965686.552	494777.371	2931.412	j
74	9965690.003	494776.597	2930.793	j
75	9965694.295	494773.131	2930.752	j
76	9965698.336	494776.946	2930.646	j
77	9965695.223	494780.331	2930.559	j

78	9965694.842	494782.608	2931.153	j
78	9965692.940	494784.672	2931.219	j
80	9965697.975	494787.793	2931.079	j
81	9965699.741	494784.499	2930.937	j
82	9965700.237	494783.466	2930.540	j
83	9965703.181	494782.942	2930.564	j
84	9965702.916	494786.310	2930.825	j
85	9965701.467	494789.521	2930.787	j
86	9965707.633	494793.758	2930.128	j
87	9965709.272	494790.484	2930.403	j
88	9965710.019	494788.154	2930.337	j
89	9965676.155	494725.159	2935.391	t
90	9965661.520	494621.470	2937.085	cons
91	9965675.386	494623.315	2936.709	cons
91	9965684.522	494624.355	2936.616	ter
92	9965703.881	494627.140	2936.110	cons
93	9965703.073	494636.885	2935.977	cons
93	9965702.292	494646.220	2935.692	cons
95	9965702.623	494647.176	2935.639	cons
96	9965703.735	494647.612	2935.639	cons
97	9965706.808	494648.291	2935.591	cons
98	9965706.246	494649.721	2935.527	b
99	9965706.290	494649.776	2935.317	v
100	9965703.702	494656.314	2935.287	v
101	9965703.671	494656.387	2935.494	b
102	9965701.709	494661.280	2935.207	con
103	9965700.253	494670.324	2935.036	con
104	9965699.222	494683.350	2934.479	con
105	9965701.146	494683.846	2934.496	con
106	9965699.295	494691.680	2934.398	con
107	9965698.566	494692.321	2934.375	con
108	9965697.626	494702.973	2933.738	con
109	9965696.437	494702.909	2933.722	post
110	9965699.873	494661.404	2935.136	post
111	9965703.130	494624.760	2935.997	post
112	9965685.978	494624.665	2936.513	post
113	9965686.794	494616.934	2936.607	hidran
114	9965692.771	494646.763	2936.133	post
115	9965696.409	494717.813	2933.266	cons
116	9965695.487	494728.881	2932.975	cons
116	9965695.010	494752.346	2931.597	cons

118	9965694.123	494752.522	2931.578	post
119	9965690.824	494725.889	2932.785	poso
120	9965695.348	494772.199	2930.700	cons
121	9965674.229	494742.252	2934.017	talud
122	9965675.137	494733.998	2934.750	talud
123	9965676.048	494726.053	2935.406	talud
124	9965677.139	494714.298	2935.540	talud
125	9965678.534	494697.651	2936.024	talud
126	9965681.192	494683.091	2936.022	talud
127	9965681.818	494669.963	2936.261	talud
128	9965683.769	494653.200	2936.463	talud
129	9965684.773	494635.494	2936.473	talud
130	9965684.765	494642.449	2936.604	poste
131	9965681.442	494641.283	2936.426	j
132	9965678.628	494642.078	2936.557	j
133	9965677.138	494660.457	2936.520	j
134	9965678.594	494669.107	2936.324	j
135	9965674.861	494682.050	2936.344	j
136	9965681.513	494679.443	2936.198	poste
137	9965676.073	494688.198	2936.210	j
138	9965669.633	494709.462	2935.914	j
139	9965673.170	494721.525	2935.381	j
140	9965665.162	494725.694	2935.330	j
141	9965657.366	494728.470	2935.451	j
142	9965661.059	494740.156	2934.301	borsu
143	9965661.287	494742.341	2933.519	borsu
144	9965662.541	494744.604	2934.269	borsu
145	9965663.876	494747.574	2932.888	borsu
146	9965666.491	494750.089	2932.705	borsu
147	9965669.027	494752.003	2932.054	borsu
148	9965671.444	494754.008	2932.039	borsu
149	9965674.006	494756.549	2932.188	borsu
150	9965677.239	494760.427	2931.817	borsu
152	9965678.262	494765.969	2931.549	borsu
153	9965679.230	494769.263	2931.261	borsu
154	9965678.399	494772.579	2930.700	borsu
155	9965678.891	494775.310	2930.921	borsu
156	9965679.399	494778.549	2930.616	borsu
157	9965682.892	494781.753	2930.256	borsu
158	9965684.670	494783.772	2930.421	borsu
159	9965688.132	494784.096	2931.418	borsu

160	9965691.327	494785.086	2931.344	borsu
161	9965695.029	494786.823	2931.106	borsu
162	9965698.988	494789.790	2930.876	borsu
163	9965700.842	494791.133	2930.695	borsu
164	9965703.535	494793.760	2930.337	borsu
165	9965706.741	494795.405	2930.335	borsu
166	9965709.972	494797.123	2930.501	borsu
167	9965715.454	494800.064	2930.632	borsu
168	9965718.283	494800.925	2930.635	borsu
169	9965719.830	494799.591	2930.511	borsu
170	9965681.038	494778.623	2931.086	aux21
171	9965606.370	494901.124	2930.480	E20jc
172	9965689.609	494735.791	2932.033	j
170	9965681.038	494778.623	2931.086	aux21
173	9965717.831	494805.487	2927.139	borinf
173	9965717.833	494805.488	2927.119	borinf
174	9965714.063	494803.782	2927.183	borinf
174	9965711.489	494802.896	2927.167	borinf
175	9965708.535	494801.963	2927.331	borinf
176	9965706.654	494800.900	2927.408	borinf
177	9965705.501	494799.881	2927.642	borinf
178	9965704.776	494798.847	2927.532	borinf
179	9965703.456	494797.848	2927.449	borinf
180	9965702.497	494797.017	2927.364	borinf
181	9965700.584	494795.795	2927.468	borinf
182	9965699.285	494795.458	2927.061	borinf
183	9965697.726	494794.254	2926.840	borinf
184	9965689.064	494789.616	2927.203	borinf
185	9965686.568	494788.615	2927.257	borinf
186	9965683.873	494786.784	2927.531	borinf
187	9965682.242	494785.005	2927.479	borinf
188	9965678.255	494780.613	2927.521	borinf
189	9965675.604	494775.334	2927.596	borinf
190	9965676.113	494772.487	2928.392	borinf
191	9965676.383	494764.860	2928.621	borinf
192	9965671.171	494756.860	2929.888	borinfmu
193	9965664.120	494755.200	2929.023	borinf
194	9965660.263	494750.927	2929.798	borinf
195	9965658.145	494746.228	2930.107	borinf
196	9965655.673	494742.433	2929.804	borinf
197	9965653.895	494738.517	2929.892	borinf

198	9965651.910	494734.952	2930.004	borinf
199	9965644.790	494731.047	2929.649	borinf
200	9965642.195	494725.358	2929.700	borinf
201	9965639.850	494722.395	2930.006	borinf
202	9965631.361	494728.548	2929.134	pozo
203	9965637.146	494737.985	2929.533	cons
204	9965630.251	494748.293	2929.794	cons
205	9965626.020	494753.478	2930.127	cons
206	9965626.517	494753.986	2930.104	poste
207	9965624.026	494752.695	2930.345	cons
208	9965620.557	494758.070	2930.471	cons
209	9965628.695	494761.135	2930.430	cons
210	9965638.013	494747.273	2929.736	cons
211	9965653.232	494759.428	2929.270	cons
212	9965657.991	494769.266	2928.538	cons
213	9965664.229	494774.771	2928.564	cons
214	9965664.700	494774.458	2928.134	cons
215	9965665.623	494771.423	2928.147	pozo
215	9965678.243	494788.622	2927.243	cons
217	9965681.689	494787.714	2927.668	pozo
218	9965685.343	494792.214	2927.064	cons
219	9965690.747	494794.881	2926.613	cons
220	9965690.266	494796.303	2926.524	cons
221	9965696.948	494799.953	2926.574	cons
222	9965705.188	494804.804	2927.281	cons
223	9965717.106	494811.028	2927.275	cons
224	9965723.824	494814.292	2927.436	cons
225	9965730.252	494816.927	2927.076	cons
226	9965737.069	494820.195	2926.687	cons
227	9965743.862	494823.232	2926.211	cons
228	9965702.498	494799.698	2927.399	pozo
229	9965696.722	494773.757	2930.717	cons
230	9965702.936	494776.703	2930.609	cons
231	9965702.619	494777.572	2930.607	post
232	9965702.916	494777.989	2930.588	bord
233	9965702.963	494778.068	2930.412	via
234	9965710.713	494781.512	2930.381	via
235	9965711.696	494781.837	2930.508	via
236	9965712.434	494781.646	2930.547	via
237	9965713.252	494781.131	2930.656	via
238	9965713.602	494780.871	2930.704	via

239	9965713.502	494780.895	2930.871	bor
240	9965712.987	494781.226	2930.753	bor
241	9965712.377	494781.593	2930.553	bor
242	9965711.670	494781.810	2930.511	bor
243	9965710.495	494781.337	2930.530	bor
244	9965712.491	494780.817	2930.771	con
245	9965713.199	494790.069	2930.223	via
246	9965715.668	494787.983	2930.427	pozo
247	9965720.833	494781.551	2930.884	via
248	9965720.508	494783.088	2930.772	via
249	9965720.416	494783.837	2930.707	via
250	9965720.502	494784.856	2930.605	via
251	9965720.949	494785.710	2930.468	via
252	9965721.764	494786.349	2930.381	via
253	9965723.562	494787.254	2930.223	via
254	9965723.893	494787.402	2930.379	bor
255	9965722.560	494786.763	2930.432	bor
256	9965721.854	494786.349	2930.475	bor
257	9965721.155	494785.801	2930.616	bor
258	9965720.626	494785.039	2930.750	bor
259	9965720.478	494784.020	2930.922	bor
260	9965720.721	494782.340	2931.070	bor
261	9965720.921	494781.549	2931.136	bor
262	9965722.324	494781.767	2931.133	con
263	9965721.887	494783.674	2930.970	con
264	9965722.064	494784.453	2930.843	con
265	9965722.663	494785.022	2930.642	con
266	9965723.607	494785.450	2930.518	con
266	9965731.024	494788.783	2930.750	con
267	9965730.917	494789.314	2930.320	con
268	9965740.099	494793.567	2930.258	con
269	9965749.345	494797.693	2930.122	con
270	9965758.830	494801.903	2930.228	con
271	9965759.901	494802.237	2929.994	bor
272	9965759.171	494802.683	2929.931	bor
273	9965758.319	494802.824	2929.864	bor
274	9965757.231	494802.617	2929.812	via
275	9965755.374	494801.742	2929.764	via
277	9965755.411	494801.680	2930.042	bor
278	9965757.153	494802.447	2930.055	bor
279	9965758.095	494802.724	2930.054	bor

280	9965758.876	494802.671	2930.117	bor
281	9965759.580	494802.401	2930.217	bor
282	9965766.980	494804.391	2930.048	via
283	9965766.881	494805.486	2929.990	via
284	9965766.988	494806.338	2929.947	via
285	9965767.407	494807.073	2929.886	via
286	9965768.196	494807.612	2929.812	via
287	9965769.405	494808.234	2929.745	via
288	9965771.586	494809.260	2929.669	via
289	9965768.977	494815.572	2929.533	via
290	9965763.459	494813.126	2929.622	via
291	9965763.393	494813.094	2929.879	via
292	9965743.237	494803.830	2929.818	via
293	9965743.052	494803.833	2930.133	bor
294	9965724.275	494795.168	2930.052	via
295	9965726.663	494796.505	2930.233	bor
296	9965673.051	494770.390	2928.145	perf6
297	9965691.672	494735.692	2932.036	perf7
171	9965606.370	494901.124	2930.480	E20jc
298	9965623.557	494838.229	2931.679	v
299	9965624.276	494838.756	2931.667	v
300	9965631.914	494844.152	2931.495	v
301	9965633.675	494845.393	2931.405	v
302	9965634.055	494845.902	2931.400	v
303	9965634.154	494846.506	2931.426	v
304	9965633.979	494846.976	2931.386	v
305	9965633.206	494848.205	2931.302	v
306	9965625.654	494859.578	2930.957	v
307	9965614.893	494875.771	2930.716	v
308	9965614.203	494876.529	2930.704	v
309	9965613.290	494877.146	2930.673	v
310	9965612.109	494877.428	2930.661	v
311	9965610.909	494877.269	2930.670	v
312	9965604.599	494875.630	2930.725	v
313	9965604.592	494875.590	2930.839	b
314	9965611.125	494877.290	2930.798	b
315	9965612.097	494877.376	2930.773	b
316	9965612.949	494877.197	2930.798	b
317	9965613.823	494876.747	2930.781	b
318	9965614.903	494875.760	2930.787	b
319	9965619.108	494869.337	2930.823	b

320	9965624.813	494860.795	2930.992	b
321	9965633.872	494847.152	2931.430	b
322	9965634.114	494846.653	2931.476	b
323	9965634.062	494846.045	2931.524	b
324	9965633.674	494845.451	2931.558	b
325	9965632.929	494844.906	2931.610	b
326	9965632.680	494845.231	2931.639	poste
327	9965625.737	494839.868	2931.797	b
328	9965623.384	494838.198	2931.847	b
329	9965623.686	494839.304	2931.832	semafo
330	9965620.516	494842.668	2931.355	cons
331	9965619.387	494847.583	2931.377	cons
332	9965613.085	494871.708	2930.857	cons
333	9965612.741	494871.749	2930.857	cons
334	9965611.947	494874.798	2930.823	cons
335	9965610.729	494875.788	2930.817	cons
336	9965610.064	494875.826	2930.829	cons
337	9965604.483	494874.444	2930.880	cons
338	9965646.372	494854.447	2931.257	b
339	9965646.319	494854.325	2931.090	v
340	9965641.272	494853.219	2931.150	b
341	9965639.742	494853.420	2931.198	b
341	9965638.474	494853.420	2931.187	b
342	9965638.548	494852.865	2931.070	b
343	9965638.454	494853.440	2931.180	b
344	9965638.221	494853.436	2931.054	v
345	9965637.696	494854.069	2931.157	b
346	9965637.464	494854.277	2931.073	v
347	9965629.181	494866.705	2930.908	b
348	9965629.035	494866.879	2930.846	v
349	9965618.468	494882.843	2930.687	v
350	9965618.513	494882.700	2930.609	v
351	9965586.714	494930.369	2930.206	b
352	9965586.599	494930.380	2930.045	v
353	9965570.042	494955.337	2930.006	b
354	9965570.043	494955.214	2929.835	v
355	9965581.899	494950.464	2929.903	cons
356	9965610.132	494908.691	2930.329	cons
257	9965613.698	494911.051	2930.338	cons
358	9965621.610	494899.370	2930.429	cons
359	9965621.323	494899.040	2930.686	cons

360	9965622.566	494888.931	2930.949	cons
361	9965623.747	494889.823	2930.822	cons
362	9965633.295	494872.321	2931.208	cons
363	9965641.183	494860.574	2931.233	cons
364	9965604.914	494881.856	2930.762	b
365	9965605.071	494881.866	2930.595	b
366	9965604.080	494891.772	2930.597	b
367	9965604.088	494891.848	2930.443	v
368	9965591.350	494910.731	2930.355	b
369	9965591.374	494910.849	2930.171	v
370	9965588.882	494910.182	2930.230	v
371	9965582.762	494913.610	2930.372	v
372	9965588.416	494915.213	2930.154	v
373	9965588.385	494915.219	2930.305	b
374	9965577.212	494931.861	2930.158	b
375	9965577.241	494931.893	2930.068	v
376	9965566.706	494947.556	2930.166	b
377	9965565.059	494950.090	2929.978	b
378	9965561.733	494954.704	2930.540	b
378	9965561.711	494954.711	2930.141	b
379	9965561.986	494954.643	2929.953	v
380	9965560.350	494952.987	2930.196	con
381	9965570.097	494938.299	2930.164	con
382	9965575.455	494930.281	2930.268	con
383	9965580.628	494922.432	2930.294	con
384	9965584.102	494917.127	2930.356	con
385	9965584.602	494914.192	2930.474	con
386	9965588.962	494910.118	2930.297	con
387	9965595.982	494899.391	2930.482	con
388	9965601.129	494891.558	2930.748	con
389	9965605.214	494885.357	2930.863	con
390	9965638.204	494855.354	2931.104	perf3
171	9965606.370	494901.124	2930.480	E20jc
391	9965569.956	494973.309	2930.017	v
392	9965569.877	494973.283	2929.786	v
393	9965573.323	494975.980	2929.918	con
394	9965564.116	494969.396	2929.876	v
395	9965564.137	494969.362	2929.881	b
396	9965561.789	494967.535	2930.011	b
397	9965561.747	494967.559	2929.836	v
398	9965556.159	494963.282	2929.865	v

399	9965556.159	494963.260	2930.096	b
400	9965555.535	494963.271	2930.138	hidra
401	9965555.193	494963.837	2930.109	poste
402	9965554.935	494961.450	2930.113	cons
403	9965556.990	494958.926	2930.156	v
404	9965558.359	494960.139	2929.934	b
405	9965562.242	494955.314	2930.107	v
406	9965561.638	494954.757	2930.135	v
407	9965560.414	494953.067	2930.137	con
408	9965554.976	494959.112	2928.652	v
409	9965554.877	494959.183	2930.107	b
410	9965547.698	494971.991	2930.178	con
411	9965549.705	494973.063	2928.593	b
412	9965549.809	494973.150	2929.837	v
413	9965555.631	494976.660	2929.796	v
414	9965555.729	494976.711	2929.992	b
415	9965558.178	494978.305	2929.753	b
416	9965558.189	494978.321	2929.740	v
417	9965566.661	494979.174	2929.760	post
418	9965565.020	494982.510	2929.925	b
419	9965564.073	494982.034	2929.742	v
421	9965563.706	494987.740	2929.870	con
421	9965561.483	494986.062	2929.887	b
422	9965561.403	494986.037	2929.642	v
423	9965555.596	494982.320	2929.644	v
424	9965555.491	494982.258	2929.895	b
425	9965553.170	494980.469	2929.964	b
426	9965553.142	494980.437	2929.794	v
427	9965547.395	494976.603	2929.762	v
427	9965547.332	494976.630	2929.762	v
429	9965547.315	494976.511	2930.015	b
430	9965540.134	494985.669	2930.026	con
431	9965541.041	494985.240	2929.999	b
432	9965541.280	494985.442	2929.996	v
433	9965538.474	494985.943	2930.106	b
434	9965538.376	494986.006	2929.985	v
435	9965535.204	494991.401	2930.152	b
436	9965535.246	494991.335	2929.947	v
437	9965534.080	494992.167	2930.059	con
438	9965533.897	494991.147	2929.979	b
439	9965533.987	494991.034	2929.981	v

440	9965542.620	494996.132	2929.604	v
441	9965542.751	494996.142	2929.841	b
442	9965545.404	494997.383	2929.806	b
442	9965545.575	494997.450	2929.628	v
443	9965560.778	494992.342	2929.736	con
444	9965559.550	494991.391	2929.737	b
445	9965558.336	494990.742	2929.578	v
446	9965557.605	494997.170	2929.628	con
447	9965555.209	494995.566	2929.717	b
448	9965555.223	494995.524	2929.720	v
449	9965554.337	495001.940	2929.631	con
450	9965552.013	495000.389	2929.701	bo
451	9965552.036	495000.394	2929.677	v
452	9965551.101	495006.514	2929.590	v
453	9965549.018	495004.890	2929.646	b
454	9965548.942	495004.833	2929.494	v
455	9965543.067	495001.069	2929.624	v
456	9965543.006	495001.015	2929.775	b
457	9965540.568	494999.400	2929.771	b
458	9965540.562	494999.404	2929.834	v
459	9965531.384	495000.432	2929.689	v
460	9965531.333	495000.390	2929.700	b
461	9965531.250	495000.067	2929.837	post
462	9965530.535	495000.680	2929.859	con
463	9965548.131	495011.277	2929.525	con
464	9965545.698	495009.775	2929.530	b
465	9965545.689	495009.755	2929.449	v
466	9965543.893	495013.181	2929.502	post
467	9965543.819	495013.151	2929.525	b
458	9965543.524	495012.975	2929.525	v
469	9965544.984	495015.755	2929.410	con
470	9965542.887	495014.264	2929.532	b
471	9965542.828	495014.217	2929.437	v
472	9965536.941	495010.216	2929.566	v
472	9965536.944	495010.212	2929.566	v
473	9965536.873	495010.164	2929.696	b
474	9965534.429	495008.518	2929.693	b
475	9965534.391	495008.476	2929.586	v
476	9965528.375	495004.996	2929.584	v
477	9965528.261	495004.892	2929.648	b
478	9965524.255	495007.717	2929.792	con

479	9965524.236	495007.377	2929.818	b
480	9965525.866	495008.654	2929.589	v
481	9965531.680	495011.900	2929.462	v
482	9965532.066	495012.162	2929.615	b
483	9965534.611	495013.519	2929.694	b
484	9965534.652	495013.578	2929.539	v
485	9965538.948	495021.246	2929.481	v
486	9965538.861	495021.288	2929.522	b
487	9965541.688	495022.563	2929.337	v
488	9965541.655	495022.617	2929.666	v
489	9965517.816	495017.615	2929.785	v
490	9965519.380	495018.302	2929.724	b
491	9965519.372	495018.305	2929.620	v
492	9965513.638	495022.904	2929.931	con
493	9965513.743	495022.804	2929.706	v
494	9965515.755	495023.679	2929.507	b
495	9965515.782	495023.693	2929.725	v
496	9965522.014	495026.852	2929.527	v
497	9965522.026	495026.821	2929.524	b
498	9965525.411	495027.251	2929.631	b
499	9965525.401	495027.254	2929.631	v
500	9965531.773	495031.087	2929.531	v
501	9965531.488	495030.942	2929.682	b
502	9965532.827	495034.040	2929.704	con
503	9965530.697	495032.075	2929.698	b
504	9965530.637	495032.041	2929.470	v
505	9965531.540	495035.397	2929.603	b
506	9965531.471	495035.455	2929.429	v
507	9965526.728	495045.474	2929.522	b
508	9965526.501	495045.427	2929.352	b
509	9965526.528	495045.437	2929.385	v
510	9965523.163	495047.688	2929.533	b
511	9965523.098	495047.635	2929.420	v
512	9965517.044	495044.245	2929.394	v
513	9965517.040	495044.250	2929.397	b
514	9965512.137	495041.728	2929.772	b
515	9965512.080	495041.704	2929.628	v
516	9965510.293	495031.894	2929.624	v
517	9965510.272	495031.871	2929.624	b
518	9965508.528	495030.866	2929.969	con
519	9965508.742	495034.204	2929.652	v

520	9965508.711	495034.203	2929.772	b
521	9965508.421	495033.960	2929.794	pos
522	9965503.436	495038.814	2929.851	con
524	9965504.914	495039.848	2929.872	b
525	9965504.994	495039.889	2929.625	v
526	9965496.262	495049.272	2929.739	con
527	9965496.107	495049.338	2929.901	b
528	9965496.073	495049.367	2929.901	v
529	9965498.212	495049.879	2929.819	b
530	9965498.257	495049.895	2929.691	v
531	9965492.380	495054.474	2929.937	b
532	9965492.384	495054.357	2929.836	v
533	9965494.736	495055.099	2929.848	b
534	9965494.806	495055.136	2929.701	v
535	9965500.882	495058.336	2929.702	v
536	9965500.900	495058.291	2929.703	b
537	9965509.233	495061.237	2929.518	b
538	9965509.229	495061.261	2929.517	v
539	9965515.835	495063.245	2929.417	v
540	9965515.997	495063.267	2929.561	b
541	9965629.240	494844.442	2931.742	aux20
541	9965629.240	494844.442	2931.742	aux20
542	9965571.242	494804.911	2933.344	l
543	9965599.274	494824.817	2932.533	l
544	9965600.921	494822.354	2932.472	b
545	9965600.913	494822.297	2932.306	v
546	9965612.819	494830.777	2932.153	v
547	9965612.229	494831.694	2932.173	hidra
548	9965611.379	494833.281	2932.197	l
549	9965620.241	494839.194	2931.900	l
550	9965618.915	494833.864	2931.815	v
551	9965647.275	494856.330	2931.290	poz
552	9965647.960	494855.593	2931.261	b
553	9965648.010	494855.484	2931.084	v
554	9965644.687	494859.927	2931.286	con
555	9965660.428	494871.131	2931.097	con
556	9965663.039	494866.307	2930.747	b
557	9965663.101	494866.235	2930.707	v
558	9965675.137	494875.807	2930.557	pos
559	9965675.539	494875.158	2930.456	b
560	9965675.593	494875.056	2930.401	v

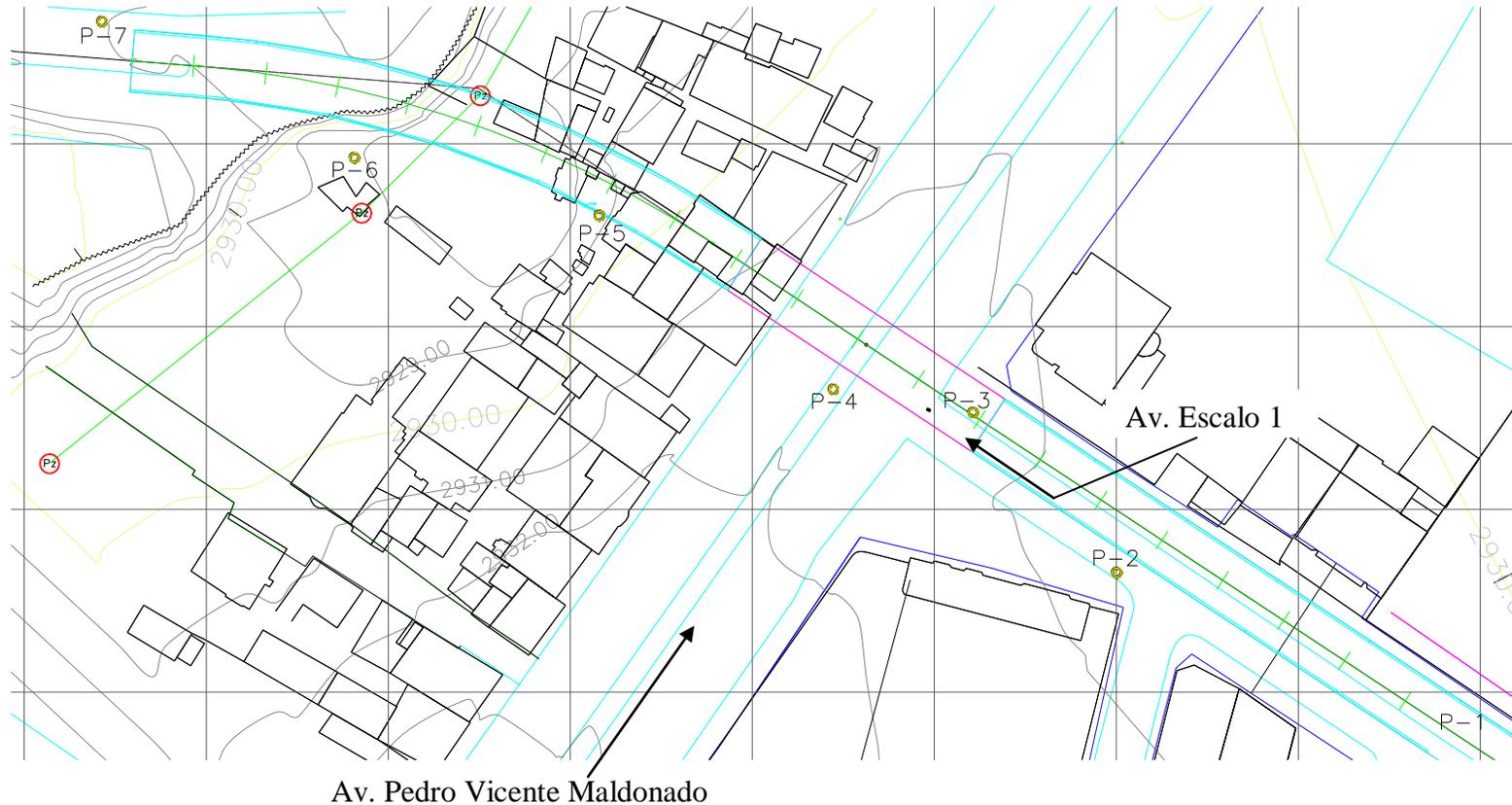
561	9965677.561	494883.645	2930.644	con
562	9965680.468	494878.548	2930.297	b
563	9965680.504	494878.510	2930.294	v
564	9965684.470	494883.637	2930.316	co
565	9965685.648	494882.325	2930.304	b
566	9965685.685	494882.254	2930.118	v
567	9965699.807	494893.909	2929.924	con
568	9965707.381	494897.709	2929.689	b
569	9965708.700	494898.532	2929.483	v
570	9965709.947	494900.520	2929.623	pos
571	9965710.403	494899.877	2929.598	b
572	9965710.495	494899.802	2929.430	v
573	9965711.616	494901.639	2929.576	pos
574	9965712.047	494901.023	2929.548	b
575	9965712.058	494900.921	2929.387	b
576	9965718.131	494892.361	2929.636	v
577	9965718.301	494892.160	2930.253	b
578	9965719.563	494889.876	2929.820	b
579	9965719.605	494889.799	2929.625	v
580	9965712.091	494888.061	2929.299	b
581	9965712.030	494888.165	2929.964	v
582	9965713.275	494885.603	2929.816	v
583	9965713.370	494885.315	2929.809	v
584	9965705.132	494883.294	2929.368	b
585	9965705.264	494883.182	2930.010	v
586	9965691.740	494873.641	2930.510	b
587	9965691.733	494873.628	2930.361	v
588	9965693.223	494871.229	2930.477	b
589	9965693.202	494871.044	2930.294	v
590	9965682.020	494866.676	2930.683	b
591	9965681.970	494866.815	2930.787	v
592	9965682.728	494863.780	2930.751	b
593	9965682.802	494863.739	2930.588	b
595	9965652.069	494845.510	2931.512	b
596	9965653.538	494843.119	2931.520	b
597	9965653.626	494843.115	2931.510	v
598	9965641.372	494836.170	2931.907	perf4
599	9965640.520	494837.344	2931.892	b
600	9965640.446	494837.392	2931.694	v
601	9965642.162	494835.119	2931.795	b
602	9965642.267	494835.052	2931.625	v

603	9965636.537	494832.811	2931.980	sem
604	9965619.564	494822.451	2932.321	b
605	9965619.512	494822.538	2932.162	v
606	9965621.157	494820.239	2932.292	b
607	9965621.221	494820.106	2932.142	v
608	9965585.594	494798.497	2933.245	b
609	9965585.614	494798.521	2933.244	v
610	9965590.189	494798.325	2933.179	b
611	9965590.308	494798.280	2933.022	v
612	9964144.671	493446.103	2990.883	b
613	9965561.973	494781.897	2933.752	v
614	9965571.403	494784.975	2933.691	b
615	9965571.386	494784.906	2933.538	v
616	9965559.503	494763.167	2933.716	pos
617	9965559.346	494763.382	2934.033	b
618	9965559.280	494763.473	2933.856	v
619	9965569.410	494767.406	2933.731	con
620	9965568.097	494769.645	2933.742	b
621	9965568.089	494769.668	2933.573	v
622	9965589.602	494780.364	2933.448	con
623	9965591.082	494782.869	2933.362	b
624	9965588.817	494784.413	2933.110	v
625	9965592.161	494786.161	2933.191	pos
626	9965592.116	494786.406	2933.165	b
627	9965595.016	494787.021	2933.069	b
628	9965602.716	494789.491	2932.736	con
629	9965600.464	494792.458	2932.879	b
630	9965603.627	494788.561	2932.781	con
631	9965605.539	494794.352	2932.785	con
632	9965604.823	494795.593	2932.749	b
633	9965604.776	494795.641	2932.604	v
634	9965611.999	494799.364	2932.598	con
635	9965611.304	494800.145	2932.564	b
636	9965611.348	494800.253	2932.537	v
637	9965619.276	494803.154	2932.407	con
638	9965619.604	494804.552	2932.376	b
639	9965618.081	494805.049	2932.212	v
640	9965624.934	494809.358	2932.170	post
641	9965624.922	494809.624	2932.164	b
642	9965624.700	494809.738	2932.020	v
643	9965629.077	494810.461	2932.116	con

644	9965628.107	494812.020	2932.082	b
645	9965628.091	494812.116	2931.977	v
646	9965635.245	494814.867	2931.893	con
647	9965634.478	494816.544	2931.929	b
648	9965634.453	494816.682	2931.892	v
649	9965643.390	494822.062	2931.538	sema
650	9965642.946	494822.723	2931.558	v
651	9965643.008	494822.623	2931.725	b
652	9965645.498	494821.994	2931.737	con
653	9965644.358	494823.568	2931.732	b
654	9965644.119	494823.565	2931.671	v
655	9965652.143	494826.679	2931.531	con
656	9965651.031	494828.316	2931.490	b
657	9965650.904	494828.350	2931.484	v
658	9965655.430	494830.531	2931.437	sema
659	9965655.015	494831.110	2931.391	b
660	9965654.893	494831.174	2931.270	v
661	9965659.157	494831.575	2931.243	con
662	9965657.752	494833.029	2931.323	b
663	9965657.696	494833.130	2931.140	v
664	9965664.709	494837.077	2931.173	pos
665	9965664.390	494837.719	2931.154	b
666	9965664.311	494837.780	2930.978	v
667	9965669.953	494839.005	2931.087	con
668	9965668.515	494839.194	2931.129	b
669	9965668.576	494840.800	2930.854	v
670	9965678.934	494844.912	2930.906	con
671	9965677.426	494846.859	2930.844	b
672	9965677.299	494846.954	2930.681	v
673	9965686.537	494849.836	2930.726	con
674	9965684.834	494852.101	2930.684	b
675	9965684.766	494852.217	2930.536	v
676	9965703.557	494865.470	2930.027	v
678	9965705.769	494866.506	2930.163	post
679	9965705.610	494866.467	2930.094	b
680	9965705.453	494866.920	2929.971	v
681	9965711.824	494867.832	2930.125	con
682	9965710.195	494870.120	2929.989	b
683	9965710.138	494870.115	2929.989	v
684	9965716.365	494870.934	2929.944	con
685	9965716.883	494874.811	2929.836	b

686	9965716.757	494874.950	2929.684	v
687	9965724.807	494877.834	2929.334	con
688	9965723.729	494879.724	2929.663	b
689	9965723.590	494879.814	2929.543	v
690	9965744.112	494894.220	2929.116	bo
691	9965744.099	494894.174	2929.117	b
392	9965744.102	494894.265	2928.949	v
393	9965744.441	494893.922	2929.101	pos
394	9965753.873	494901.129	2928.834	b
395	9965753.841	494901.124	2928.834	v
396	9965761.769	494901.333	2928.836	v
397	9965616.322	494875.092	2930.647	perf2
398	9965594.056	494922.603	2930.277	perf1
170	9965681.038	494778.623	2931.086	aux21
699	9965665.158	494804.027	2928.686	perf5
700	9965668.232	494808.981	2929.511	con
701	9965655.906	494802.433	2929.793	con
702	9965652.541	494800.113	2929.872	con
703	9965656.709	494804.645	2930.006	con
704	9965665.297	494800.460	2927.935	j
705	9965672.593	494796.679	2927.179	j
706	9965669.046	494790.051	2927.212	j
707	9965665.776	494780.562	2927.422	j
708	9965665.106	494787.173	2927.395	j
709	9965662.994	494793.370	2927.477	j
710	9965658.673	494792.222	2927.511	con
711	9965660.090	494797.369	2927.900	j
712	9965653.842	494788.714	2928.240	con
713	9965661.716	494784.565	2927.487	j

Anexo 2.6.3.



UBICACION DE PERFORACIONES

Fuente: Elaboración Propia

Anexo N° 2.6.4

ESTRATOS	PROPIEDADES	MURO LADO ORIENTAL			MURO LADO OCCIDENTAL		
		POZO No. 1	POZO No. 2	POZO No. 6	POZO No. 7		
SUPERFICIALES	Profundidad (m)	0.00 - 2.00	0.50 - 3.10	0.00 - 2.60	0.10 - 2.00		
	Capacidad Portante	Regular	Mala	Mala	Mala		
	Resistencia al Corte	Buena a Deficiente	Regular	Deficiente	Regular a Deficiente		
	Compresibilidad	Baja a Elevada	Media	Media	Media		
INTERMEDIOS	Profundidad (m)	2.00 - 4.10	3.10 - 5.00	2.60 - 6.20	2.00 - 4.20		
	Capacidad Portante	Mala	Mala	Mala a Regular	Mala		
	Resistencia al Corte	Deficiente	---	Buena a Regular	Deficiente a Buena		
	Compresibilidad	Elevada a Media	----	Baja a Media	Elevada a Baja		
INFERIORES	Profundidad (m)	4.10 - 6.00	5.00 - 8.45	6.20 - 9.20	4.20 - 6.30		
	Capacidad Portante	Mala	Excelente a Muy Buena	Mala a Regular	Regular		
	Resistencia al Corte	Deficiente	Buena	Buena	Deficiente		
	Compresibilidad	Elevada	Baja a Muy Baja	Baja a Muy Baja	Media		
PROFUNDOS	Profundidad (m)	6.00 - 8.50	8.45 - 11.50	9.20 - 11.50	6.30 - 8.50		
	Capacidad Portante	Mala a Buena	Muy Buena a Excelente	Muy Buena a Excelente	Buena a Muy Buena		
	Resistencia al Corte	Buena	Buena a Regular	Buena a Regular	Buena		
	Compresibilidad	Baja	Baja a Media	Baja a Media	Baja		

Anexo N° 2.6.5

ESTRATOS	PROPIEDADES	ESTRIBO INICIAL	PILA CENTRAL	ESTRIBO FINAL
		POZO No. 3	POZO No. 4	POZO No. 5
SUPERFICIALES	Profundidad (m)	0.40 - 4.50	0.00 - 3.00	0.00 - 3.50
	Capacidad Portante	Mala	Mala	Mala
	Resistencia al Corte	Deficiente	Buena	Regular a Buena
	Compresibilidad	Elevada	Baja a Despreciable	Media a Baja
INTERMEDIOS	Profundidad (m)	4.50 - 7.30	3.00 - 7.30	3.50 - 6.20
	Capacidad Portante	Mala a Buena	Mala a Regular	Buena a Regular
	Resistencia al Corte	Deficiente a Buena	Deficiente a Buena	Buena a Regular
	Compresibilidad	Media a Baja	Elevada a Baja	Baja a Media
INFERIORES	Profundidad (m)	7.30 - 9.50	7.30 - 9.00	6.20 - 8.40
	Capacidad Portante	Buena a Excelente	Regular a Excelente	Muy Buena a Excelente
	Resistencia al Corte	Regular a Buena	Buena	Buena
	Compresibilidad	Media a Baja	Baja	Baja
PROFUNDOS	Profundidad (m)	9.50 - 13.50	9.00 - 13.50	8.40 - 13.50
	Capacidad Portante	Excelente	Excelente	Excelente
	Resistencia al Corte	Buena a Regular	Buena	Buena
	Compresibilidad	Baja a Media	Baja	Muy Baja a Baja

Fuente: Informe del Estudio de Mecánica de Suelos para El Diseño de las Cimentaciones del Puente y Muros del Paso Elevado sobre La Av. Maldonado – Escalón 1. Ups

ANEXO N° 2.6.6

UBICACIÓN:	MURO LADO ORIENTAL
BOCA DE PERFORACIÓN:	C= 2930.28
PERFORACIÓN N°:	P-1

Prof. Capa No.	DESCRIPCIÓN	Clasif. SUCS	% W	PROF. SPT	N CAMPO
0.00--1.20	Arena limosa, húmeda, compacidad medianamente suelta, color café clara amarillenta.	SM	34.00	1.00	16
1.20--2.00	Limo areno arcilloso, orgánico, húmedo, consistencia muy compacta, color gris oscuro.	OH	61.00	2.00	2
2.00--2.50	Limo arenoso, orgánico, húmedo, consistencia blanda, color negruzco	OL	45.00	3.00	2
2.50--3.10	Limo areno arcilloso, orgánico, húmedo, consistencia blanda, color negruzco.	OH	76.00	4.00	14
3.10--4.10	Turba, suelos altamente orgánicos, muy húmeda, con pomez, consistencia blanda, color negruzco.	Pt	112.00	5.00	8
4.10--5.20	Limo areno arcilloso, orgánico, húmedo, con consistencia compacta, color negruzco	OH	44.00	6.00	5
5.20--6.00	Turba, suelos altamente orgánicos, muy húmeda, con pomez, consistencia mediana, color café oscuro	Pt	105.00	7.00	6
6.00--6.80	Arena limosa, húmeda, compacidad suelta, color grisacea.	SM	32.00	8.00	23
6.80--7.70	Turba, suelos altamente orgánicos, húmeda, consistencia mediana, color negruzco	Pt	87.00	---	---
7.70--8.50	Arena limosa, ligeramente húmeda, compacidad densa, color gris verdosa	SM	26.00	---	---

UBICACIÓN:	MURO LADO ORIENTAL
BOCA DE PERFORACIÓN:	C= 2930.65
PERFORACIÓN Nº:	P-2

Prof. Capa No.	DESCRIPCIÓN	Clasif. SUCS	% W	PROF. SPT	N CAMPO
0.00--0.50	Capa de Lastre	----	---	1.00	4
0.50--3.10	Limo arenoso, algo arcilloso, , ligeramente húmedo, mezclado con material de relleno consistencia blanda, color café oscuro.	ML	42-45	2.00	2
3.10--5.00	Turba, suelos altamente orgánicos, muy húmeda, consistencia entre mediana a compacta, color negruzco.	Pt	112-101	3.00	6
5.00--7.00	Arena limosa, húmeda, conn pómez, compacidad entre mediana a muy compacta, color entre café oscura a café clara	SM	33-41	4.00	9
7.00--8.45	Arena pobremente graduada, limosa, con pómez, compacidad muy densa, color gris verdosa	SP-SM	37.00	5.00	5
8.45--9.45	Arena fina limosa, compacidad medianamente suelta, color café clara	SM	43.00	6.00	30
9.45--11.5	Limo arenoso, algo arcilloso, húmedo, con oxidaciones, consistencia muy compacta, color gris verdoso.	ML	30-28	11.00	45

ANEXO Nº 2.6.7

UBICACIÓN:	MURO (LADO OCCIDENTAL)
BOCA DE PERFORACIÓN:	C= 2928.15
PERFORACIÓN Nº:	P-6

Prof. Capa No.	DESCRIPCIÓN	Clasif. SUCS	% W	PROF. SPT	N CAMPO
0.00--2.60	Limo areno arcilloso, orgánico, húmedo, consistencia blanda, color negruzco	OL	34-53	1.00	1
2.60--4.20	Turba, suelos altamente orgánicos, consistencia blanda, color gris oscuro y negruzco	Pt	127.00	2.00	2
4.20--5.25	Arena limosa, húmeda, con pómez, compacidad suelta, color café oscura	SM	33.00	3.00	2
5.25--6.20	Limo puro, arenoso, húmedo, consistencia, compacta, color café oscuro.	ML	64.00	4.00	4
6.20--7.40	Arena con finos altamente orgánicos con buen porcentaje de poméz muy húmeda,	SM	44.00	5.00	12
7.40--9.20	Arena pobremente graduada, limosa, con gravilla, con poméz compacidad suelta, café	SP-SM	100-83	6.00	4
9.20--9.70	Arena fina limosa, muy densa, gris verdosa.	SM	39-53	7.00	10
9.70--10.3	Grava con arena, húmeda, color gris oscuro.	GP	26.00	8.00	6
10.3--11.00	Limo areno arcilloso, orgánico, húmedo con pómez color gris verdoso	OL	21.00	9.00	30
11.0--11.5	Limo areno algo arcilloso, húmedo consistencia dura color gris verdoso	ML	31-27	11.00	52

UBICACIÓN:	MURO (LADO OCCIDENTAL)
BOCA DE PERFORACIÓN:	C= 2932.04
PERFORACIÓN Nº:	P-7

Prof. Capa No.	DESCRIPCIÓN	Clasif. SUCS	% W	PROF. SPT	N CAMPO
0.00--0.10	Capa de lastre	----			
0.10--1.15	Limo arenoso algo arcilloso, húmedo, con oxidaciones, color café claro	ML		1.00	3
1.15--2.00	Limo areno arcilloso, orgánico, húmedo, con oxidaciones, consistencia blanda, color negruzco.	OL	40-44	2.00	1
2.00--3.15	Turba, suelos altamente orgánicos, consistencia blanda, color negruzco.	Pt	94.00	3.00	1
3.15--3.80	Limo areno arcilloso, orgánico, húmedo, consistencia blanda, color gris oscuro	OH	58.00	4.00	15
3.80--4.20	Arena limo arcillosa, húmeda, grisacea.	SM	---	5.00	16
4.20--6.30	Limo arenoso, orgánico, húmedo, consistencia muy compacta, color negruzco	OL	39-37	6.00	29
6.30--6.40	Arena limosa, húmeda, color gris oscura	SM	35.00	7.00	35
6.40--8.50	Arena limosa, húmeda, con pómez, compacidad densa, color gris oscura	SM	40-36	8.00	40

ANEXO Nº 2.6.8

UBICACIÓN:	ESTRIBO INICIAL (LADO ORIENTAL)
BOCA DE PERFORACIÓN:	C= 2931.10
PERFORACIÓN Nº:	P-3

Prof. Capa No.	DESCRIPCIÓN	Clasif. SUCS	% W	PROF. SPT	N CAMPO
0.00--0.40	Material granular			1.00	3
0.40--1.50	Limo areno arcilloso, orgánico, húmedo, consistencia blanda, color negruzco	OH	74.00	2.00	1
1.50--4.50	Turba, suelos altamente orgánicos, consistencia blanda, color gris oscuro y negruzco.	Pt	115.00	3.00	1
4.50--5.50	Limo arenoso, orgánico, húmedo, consistencia mediana, color negruzco	OL	39.00	4.00	2
5.50--6.50	Arena limo arcillosa, húmeda, consistencia muy compacta, color negruzca.	SM	48.00	5.00	7
6.50--7.00	Limo areno arcilloso, color café oscuro	ML	43.00	6.00	26
7.00--7.30	Arena limosa, color gris verdosa	SM	31.00	7.00	33
7.30--9.00	Limo muy arenoso, algo arcilloso, ligeramente húmedo, compacidad dura, color gris verdoso	ML	29.00	8.00	68
9.00--9.50	Arena limo arcillosa, con pómez, color gris verdosa	SM	22.00	9.00	70
9.50--10.30	Limo inorgánico elástico, húmedo, con pómez, color gris verdoso	SM	37.00	10.00	53
10.3--11.0	Limo inorgánico elástico, húmedo, con pómez, color gris verdoso	MH	33.00	11.00	70
11.0--12.0	Limo arenoso, algo arcilloso, húmedo, consistencia dura, color gris verdoso	ML	37.00	12.00	80
12.0--13.5	Arena limosa, con gravilla, húmeda, compacidad muy densa, color gris verdosa	SM	28.00	13.00	80

ANEXO N° 2.6.9

UBICACIÓN:	PILA CENTRAL
BOCA DE PERFORACIÓN:	C= 2931.91
PERFORACIÓN N°:	P-4

Prof. Capa No.	DESCRIPCIÓN	Clasif. SUCS	% W	PROF. SPT	N CAMPO
0.00--1.60	Arena limosa, ligeramente húmeda, mezclada con material de relleno, compactada suelta, color grisacea	SM	13	1.00	4
1.60--3.00	Grava pobremente graduada,, mezclada con material de relleno, color grisaceo	GP	10.00	2.00	11
3.00--3.80	Limo areno arcilloso, orgánico, húmedo, consistencia mediana, color café oscuro	OH	63.00	3.00	6
3.80--5.15	Limo puro arenoso, húmedo, consistencia compacta, color habano.	ML	33.00	4.00	14
5.15--7.30	Arena limosa, húmeda, con contaminación orgánica, medianamente suelta, color gris verdosa	SM	37.00	5.00	12
7.30--7.45	Arena de pómez, color café clara	SM	21.00	8.00	70
7.45--8.20	Limo arenoso, algo arcilloso, orgánico, húmedo, consistencia muy compacta, color negruzco	OL	44.00	9.00	66
8.20--12.3	Arena limosa, húmeda, con pómez, compactada muy densa, color grisacea	SM	42.00	11.00	80
12.3--13.5	Arena limosa, con gravilla, húmeda, compactidad muy densa, color gris verdosa.	SM	28.00	13.00	100

UBICACIÓN:	ESTRIBO FINAL (LADO OCCIDENTAL)
BOCA DE PERFORACIÓN:	C= 2928.69
PERFORACIÓN Nº:	P-5

Prof. Capa No.	DESCRIPCIÓN	Clasif. SUCS	% W	PROF. SPT	N CAMPO
0.00--1.00	Limo areno arcilloso, orgánico, húmedo, color negruzco	OL	30.00	1.00	9
1.00--2.00	Limo puro, algo arenoso, húmedo, con oxidaciones, color habano	ML	30.00	2.00	6
2.00-2.20	Turba, suelos altamente orgánicos, negruzco	Pt	93.00	3.00	4
2.20--2.80	Arena limosa, húmeda, con pómez, suelta, gris plomiza	SM	26.00	4.00	29
2.80--3.50	Turba, suelos altamente orgánicos, muy húmedo, color negruzco	Pt	124.00	5.00	16
3.50--4.50	Arena limosa, húmeda, con pómez, medianamente suelta, gris verdosa	SM	25.00	6.00	49
4.50--5.30	Limo arcillo arenoso, orgánico, húmedo, consistencia muy compacta, color negr	OL	36.00	7.00	70
5.30--6.20	Limo arenoso, algo arcilloso, húmedo, con pómez, consistencia compacta, color gris plomizo	ML	36-30	8.00	54
6.20--8.40	Arena fina limosa, húmeda, compacidad entre densa a muy densa, color gris plomiza	SM	30-27	9.00	80
8.40--9.60	Arena pobremente graduada, limosa, con pómez, compacidad muy densa, color gris oscura	SP-SM	27-13	11.00	80
9.60--13.5	Arena limosa, con gravilla, húmeda, compacidad muy densa, color gris verdosa.	SM	25-28	13.00	100

Anexo N° 2.6.10

ELEMENTO	SONDEO	\bar{N}	N _{corr}	H (mm)	D (mm)	Db (mm)	qt (Mpa)	σ'_v (Mpa)	N	qp (Mpa)	Qp (Ton)	qs (Mpa)	Qs (Ton)	Qt (Ton)	Resistencia Admisible (Ton)
ESTRIBO INICIAL	3	33	43	9000	800	3000	12.90	0.146	70	6.13	314.16	0.063	48.22	362.38	181.19
PILA CENTRAL	4	43	45	8000	600	2000	13.50	0.129	74	5.70	164.39	0.082	31.42	195.80	97.90
ESTRIBO FINAL	5	29	35	10000	800	4000	10.50	0.162	80	6.65	340.95	0.055	56.50	397.45	198.73
MURO LADO ORIENTAL	1	20	20	10000	800	4000	6.00	0.162	19	3.80	194.83	0.038	38.97	233.79	116.90
	2	25	30	11000	800	3000	9.00	0.178	45	4.28	219.18	0.048	36.53	255.71	127.86
MURO LADO OCCIDENTA	6	16	34	13000	800	3000	10.20	0.210	52	4.85	248.41	0.03	23.38	271.79	135.89
	7	23	28	5000	800	2000	8.40	0.081	40	2.66	136.38	0.044	22.41	158.79	79.39

Fuente: Elaboración Propia

N_{corr} = Número de golpes representativo del SPT cerca de la punta del pilote corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga de suelo, σ'_v (golpes /300 mm).

H = Altura del pilote (mm).

D = Ancho o Diámetro del pilote (mm).

D_b = Profundidad de penetración en el estrato portante (mm).

qt = Resistencia de Punta Límite

σ'_v = Presión debida a la sobrecarga de suelo

N = Número de golpes del ensayo SPT (golpes / 300 mm)

qp = Resistencia de Punta Unitaria Nominal (Mpa)

qs = Fricción superficial nominal de los pilotes (Mpa)

Qt = Capacidad de carga total máxima del pilote punta más fricción

Fs punta = 2 (Factor de seguridad de la punta)

Fs fricción = 2 (factor de seguridad de la fricción)

Anexo Nº 3.9.1

PROYECTO: PUENTE A VENIDA MALDONADO

Cálculo:

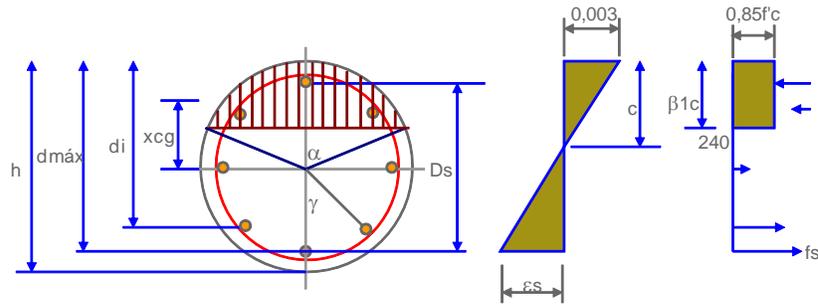
JHONNY QUINTANA

Hoja:

1

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

GRAFICO Y FORMULARIO PARA CALCULO



$$c_{bal} = [6120 / [6120 + F_y]] d_{máx}$$

$$\alpha = \text{Arc cos} \left[\frac{h/2 - \beta_1 c}{h/2} \right]$$

$$A_c = h^2 \left[\frac{\alpha (\pi/180) - \text{sen } \alpha \cos \alpha}{4} \right]$$

$$x_{cg} = \frac{h^3 \text{sen}^3 \alpha}{12 A_c}$$

$$d_i = \frac{h}{2} - \frac{D_s}{2} \cos [N \text{var}(i - 1) \gamma]$$

$$f_{si} = \frac{c - d_i}{c} \times 6120 \leq F_y \quad \text{Zona de tensión}$$

$$f_{si} = \frac{c - d_i}{c} \times 6120 \leq F_y \quad - 0,85f'c \quad \text{Zona de compresión}$$

$$\rho_{mín} = 1.00\%$$

$$\rho_{máx} = 8.00\%$$

$$P_{nb} = 0,85f'c A_c + \sum f_{si} A_i \quad \text{Para } c_{bal}$$

$$M_{nb} = 0,85f'c A_c x_{cg} + \sum f_{si} A_i (h/2 - d_i) \quad \text{Para } c_{bal}$$

$$e_b = M_{nb} / P_{nb}$$

$$\text{Si } 0,1 f'c A_g < 0,75 P_{nb} : \quad \phi = 0,90 - 1,5 P_u / f'c A_g \geq 0,75 \quad \text{Espiral}$$

$$\text{Si } 0,1 f'c A_g > 0,75 P_{nb} : \quad \phi = 0,90 - 0,15 P_u / 0,75 P_{nb} \geq 0,75 \quad \text{Espiral}$$

$$P_{uo} = 0,75 \times 0,85 [0,85f'c(A_g - A_{st}) + A_s F_y] \quad \text{Espiral}$$

$$P_u = \phi [0,85f'c A_c + \sum f_{si} A_i]$$

$$M_u = \phi [0,85f'c A_c x_{cg} + \sum f_{si} A_i (h/2 - d_i)]$$

$$e = M_u / P_u$$

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 2

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

Datos de sollicitación

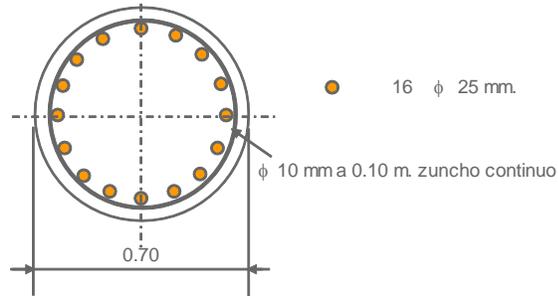
P_{uc} = 134.12 T.
 M_{uc} = 0.000 Tm.
 e = 0.000 m.

Datos de materiales

f'_c = 280 Kg/cm²
 F_y = 4200 Kg/cm²

Datos geométricos

ϕ_{col} = 0.70 m.
 r = 2.50 cm.
 A_g = 3,848.45 cm²
 $A_{s\min}$ = 38.48 cm²
 Usamos: 16 ϕ 25 mm
 A_s = 78.5 cm² = 1% de A_g .
 h = 70.000 cm.
 $h/2$ = 35.000 cm.
 D_s = 65.000 cm.
 d_{max} = 67.500 cm.



Resultados

β_1 = 0.850
 c_{bal} = 40.029 cm. c = 51.700 cm.
 $P_{u\ bal}$ = 471.852 T. P_u = 541.315 T.
 $M_{u\ bal}$ = 123.399 Tm. M_u = 75.957 Tm.
 e_{bal} = 0.262 m. e = 0.140 m.
 $P_{u\ o}$ = 782.280 T. La carga última que resiste la columna, respecto a la carga elástica exterior
 0,75 $P_{u\ bal}$ = 353.889 T. tiene un factor de seguridad :
 0,1 $f'_c A_g$ = 107.757 T. F_s = 4.036
 $f'_c A_g$ = 1,077.566 T.
 ϕ_{cal} = 0.713
 ϕ = 0.750

c (cm.)	40.029	55.000	53.500	52.000	50.500	49.000	47.500
P_u (T.)	471.852	588.431	567.331	545.705	523.543	500.835	477.565
M_u (Tm.)	123.399	70.051	72.803	75.443	77.969	80.382	82.683
e (m.)	0.262	0.119	0.128	0.138	0.149	0.160	0.173

c (cm.)	46.000	44.500	43.000	41.500	38.500	37.000	35.500
P_u (T.)	455.463	430.995	405.880	380.073	327.598	303.446	278.655
M_u (Tm.)	84.659	86.752	88.752	90.668	93.820	94.004	94.042
e (m.)	0.186	0.201	0.219	0.239	0.286	0.310	0.337

c (cm.)	34.000	32.500	31.000	29.500	28.000	26.500	31.510
P_u (T.)	255.658	232.891	209.559	185.579	161.101	139.792	217.560
M_u (Tm.)	93.771	92.738	91.518	90.116	88.508	86.228	91.954
e (m.)	0.367	0.398	0.437	0.486	0.549	0.617	0.423

c (cm.)	31.490	51.700	51.500	51.000	52.900	31.600	34.000
P_u (T.)	217.248	541.315	538.377	531.044	558.744	218.965	255.658
M_u (Tm.)	91.937	75.957	76.298	77.173	73.873	92.028	93.771
e (m.)	0.423	0.140	0.142	0.145	0.132	0.420	0.367

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 3

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

RESOLUCION

Δ = 1.50 cm. Incremento del valor de c
 π = 3.1415927

c	cos α	α rad	α deg	sen α	Ac	xcg	0,85f'cAc	0,85f'cAcxcg	β 1 c
40.03	0.03	1.54	88.40	1.00	1,855.96	15.38	441,719	6,794,911	34.025
55.00	-0.34	1.91	109.62	0.94	2,731.00	8.75	649,979	5,685,813	46.750
53.50	-0.30	1.87	107.41	0.95	2,646.38	9.38	629,838	5,909,603	45.475
52.00	-0.26	1.84	105.24	0.96	2,560.73	10.03	609,454	6,110,105	44.200
50.50	-0.23	1.80	103.09	0.97	2,474.20	10.68	588,859	6,286,427	42.925
49.00	-0.19	1.76	100.95	0.98	2,386.91	11.33	568,084	6,437,805	41.650
47.50	-0.15	1.72	98.83	0.99	2,298.99	12.00	547,160	6,563,599	40.375
46.00	-0.12	1.69	96.73	0.99	2,210.57	12.67	526,115	6,663,288	39.100
44.50	-0.08	1.65	94.63	1.00	2,121.76	13.34	504,979	6,736,463	37.825
43.00	-0.04	1.62	92.54	1.00	2,032.69	14.02	483,780	6,782,830	36.550
41.50	-0.01	1.58	90.45	1.00	1,943.48	14.71	462,547	6,802,203	35.275
38.50	0.07	1.51	86.27	1.00	1,765.09	16.09	420,091	6,759,766	32.725
37.00	0.10	1.47	84.18	0.99	1,676.15	16.79	398,924	6,698,125	31.450
35.50	0.14	1.43	82.08	0.99	1,587.55	17.49	377,837	6,609,830	30.175
34.00	0.17	1.40	79.96	0.98	1,499.40	18.20	356,857	6,495,240	28.900
32.50	0.21	1.36	77.84	0.98	1,411.82	18.91	336,014	6,354,826	27.625
31.00	0.25	1.32	75.69	0.97	1,324.95	19.63	315,337	6,189,178	26.350
29.50	0.28	1.28	73.53	0.96	1,238.90	20.35	294,859	5,999,005	25.075
28.00	0.32	1.25	71.34	0.95	1,153.82	21.07	274,609	5,785,143	23.800
26.50	0.36	1.21	69.12	0.93	1,069.83	21.79	254,621	5,548,561	22.525
31.51	0.23	1.33	76.42	0.97	1,354.40	19.38	322,347	6,248,289	26.784
31.49	0.24	1.33	76.39	0.97	1,353.24	19.39	322,071	6,246,024	26.767
51.70	-0.26	1.83	104.81	0.97	2,543.49	10.15	605,351	6,147,330	43.945
51.50	-0.25	1.82	104.52	0.97	2,531.98	10.24	602,611	6,171,606	43.775
51.00	-0.24	1.81	103.80	0.97	2,503.13	10.46	595,746	6,230,389	43.350
52.90	-0.28	1.86	106.54	0.96	2,612.23	9.64	621,712	5,992,651	44.965
31.60	0.23	1.34	76.55	0.97	1,359.60	19.34	323,586	6,258,423	26.860
34.00	0.17	1.40	79.96	0.98	1,499.40	18.20	356,857	6,495,240	28.900

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 4

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

CONDICION BALANCEADA

c = 40.03 f'c = 280 Kg/cm2
 Nvar = 16 Fy = 4200 Kg/cm2
 γ = 22.5 °
 Asvar = 4.91 cm2

Nvar	[(Nvar-1)γ]	[(Nvar-1)γ]	di	fsi	fsi	fsi	Aifsi	Aifsi[h/2 - di]
1	0.00	0.00	2.50	5,737.78	4,200.00	3,962.00	19,448.42	632,073.72
2	22.50	0.39	4.97	5,359.54	4,200.00	3,962.00	19,448.42	583,959.97
3	45.00	0.79	12.02	4,282.42	4,200.00	3,962.00	19,448.42	446,943.61
4	67.50	1.18	22.56	2,670.40	2,670.40	2,432.40	11,940.02	148,500.52
5	90.00	1.57	35.00	768.89	768.89	530.89	2,605.99	0.00
6	112.50	1.96	47.44	-1,132.62	-1,132.62	-1,132.62	-5,559.75	69,147.76
7	135.00	2.36	57.98	-2,744.65	-2,744.65	-2,744.65	-13,472.75	309,616.87
8	157.50	2.75	65.03	-3,821.77	-3,821.77	-3,821.77	-18,760.05	563,290.83
9	180.00	3.14	67.50	-4,200.00	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	670,042.81
10	202.50	3.53	65.03	-3,821.77	-3,821.77	-3,821.77	-18,760.05	563,290.83
11	225.00	3.93	57.98	-2,744.65	-2,744.65	-2,744.65	-13,472.75	309,616.87
12	247.50	4.32	47.44	-1,132.62	-1,132.62	-1,132.62	-5,559.75	69,147.76
13	270.00	4.71	35.00	768.89	768.89	530.89	2,605.99	0.00
14	292.50	5.11	22.56	2,670.40	2,670.40	2,432.40	11,940.02	148,500.52
15	315.00	5.50	12.02	4,282.42	4,200.00	3,962.00	19,448.42	446,943.61
16	337.50	5.89	4.97	5,359.54	4,200.00	3,962.00	19,448.42	583,959.97
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								
44								
45								
Σ							30,132.34	5,545,035.66

cbal = 40.03 cm.
 Pnbal = 471.85 T.
 Mnbal = 123.40 Tm.
 ebal = 0.262 m.
 Puo = 782.28 T.

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 24

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

c = 51.70 f'c = 280 Kg/cm2
 Nvar = 16 Fy = 4200 Kg/cm2
 γ = 22.5 °
 Asvar = 4.91 cm2

Nvar	[(Nvar-1)γ]	[(Nvar-1)γ]	di	fsi	fsi	fsi	Aifsi	Aifsi[h/2 - di]
1	0.00	0.00	2.50	5,805.03	4,200.00	3,962.00	19,448.42	632,073.72
2	22.50	0.39	4.97	5,513.14	4,200.00	3,962.00	19,448.42	583,959.97
3	45.00	0.79	12.02	4,681.89	4,200.00	3,962.00	19,448.42	446,943.61
4	67.50	1.18	22.56	3,437.85	3,437.85	3,199.85	15,707.24	195,354.28
5	90.00	1.57	35.00	1,970.41	1,970.41	1,732.41	8,503.93	0.00
6	112.50	1.96	47.44	502.96	502.96	264.96	1,300.62	-16,176.05
7	135.00	2.36	57.98	-741.08	-741.08	-741.08	-3,637.78	83,599.62
8	157.50	2.75	65.03	-1,572.32	-1,572.32	-1,572.32	-7,718.12	231,745.05
9	180.00	3.14	67.50	-1,864.22	-1,864.22	-1,864.22	-9,150.95	297,405.94
10	202.50	3.53	65.03	-1,572.32	-1,572.32	-1,572.32	-7,718.12	231,745.05
11	225.00	3.93	57.98	-741.08	-741.08	-741.08	-3,637.78	83,599.62
12	247.50	4.32	47.44	502.96	502.96	264.96	1,300.62	-16,176.05
13	270.00	4.71	35.00	1,970.41	1,970.41	1,732.41	8,503.93	0.00
14	292.50	5.11	22.56	3,437.85	3,437.85	3,199.85	15,707.24	195,354.28
15	315.00	5.50	12.02	4,681.89	4,200.00	3,962.00	19,448.42	446,943.61
16	337.50	5.89	4.97	5,513.14	4,200.00	3,962.00	19,448.42	583,959.97
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								
44								
45								
Σ							116,402.93	3,980,332.61

c = 51.70 cm.
 Pu = 541.32 T.
 Mu = 75.96 Tm.
 e = 0.140 m.

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
Hoja: 2

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

Datos de sollicitación

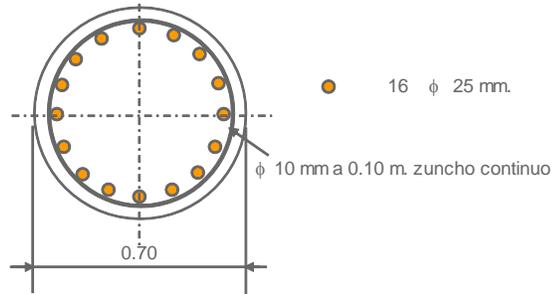
Puc = 82.74 T.
Muc = 49.058 Tm.
e = 0.593 m.

Datos de materiales

f'c = 280 Kg/cm2
Fy = 4200 Kg/cm2

Datos geometricos

φcol = 0.70 m.
r = 2.50 cm.
Ag = 3,848.45 cm2
Asmín = 38.48 cm2
Usamos: 16 φ 25 mm. 1% de Ag.
As = 78.5 cm2 =
h = 70.000 cm.
h/2 = 35.000 cm.
Ds = 65.000 cm.
dmax = 67.500 cm.



Armadura longitudinal principal
As principal

Resultados

β1 = 0.850
c bal = 40.029 cm. c = 29.000 cm.
Pu bal = 471.852 T. Pu = 185.663 T.
Mubal = 123.399 Tm. Mu = 93.771 Tm.
e bal = 0.262 m. e = 0.505 m.
Pu o = 782.280 T.
0,75Pubal = 353.889 T. La carga última que resiste la columna, respecto a la carga elástica exterior
0,1f'cAg = 107.757 T. tiene un factor de seguridad :
f'cAg = 1,077.566 T. Fs = 2.244
φcal = 0.785
φ = 0.785

c (cm.)	40.029	55.000	53.500	52.000	50.500	49.000	47.500
Pu (T.)	471.852	615.755	593.676	571.045	547.854	524.092	499.741
Mu (Tm.)	123.399	73.304	76.184	78.946	81.590	84.114	86.523
e (m.)	0.262	0.119	0.128	0.138	0.149	0.160	0.173

c (cm.)	46.000	44.500	43.000	41.500	38.500	37.000	35.500
Pu (T.)	476.612	451.009	424.727	397.722	342.810	317.537	291.594
Mu (Tm.)	88.590	90.780	92.873	94.878	98.177	98.369	98.409
e (m.)	0.186	0.201	0.219	0.239	0.286	0.310	0.337

c (cm.)	34.000	32.500	31.000	29.500	28.000	26.500	31.510
Pu (T.)	267.530	243.706	219.290	194.197	168.582	146.284	227.663
Mu (Tm.)	98.126	97.045	95.768	94.301	92.618	90.232	96.224
e (m.)	0.367	0.398	0.437	0.486	0.549	0.617	0.423

c (cm.)	31.490	29.000	27.000	27.100	26.950	31.600	34.000
Pu (T.)	227.336	185.663	153.774	155.331	153.027	229.132	267.530
Mu (Tm.)	96.206	93.771	91.053	91.237	90.972	96.302	98.126
e (m.)	0.423	0.505	0.592	0.587	0.594	0.420	0.367

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 3

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

RESOLUCION

Δ = 1.50 cm. Incremento del valor de c
 π = 3.1415927

c	cos α	α rad	α deg	sen α	Ac	xcg	0,85f'cAc	0,85f'cAcxcg	β 1 c
40.03	0.03	1.54	88.40	1.00	1,855.96	15.38	441,719	6,794,911	34.025
55.00	-0.34	1.91	109.62	0.94	2,731.00	8.75	649,979	5,685,813	46.750
53.50	-0.30	1.87	107.41	0.95	2,646.38	9.38	629,838	5,909,603	45.475
52.00	-0.26	1.84	105.24	0.96	2,560.73	10.03	609,454	6,110,105	44.200
50.50	-0.23	1.80	103.09	0.97	2,474.20	10.68	588,859	6,286,427	42.925
49.00	-0.19	1.76	100.95	0.98	2,386.91	11.33	568,084	6,437,805	41.650
47.50	-0.15	1.72	98.83	0.99	2,298.99	12.00	547,160	6,563,599	40.375
46.00	-0.12	1.69	96.73	0.99	2,210.57	12.67	526,115	6,663,288	39.100
44.50	-0.08	1.65	94.63	1.00	2,121.76	13.34	504,979	6,736,463	37.825
43.00	-0.04	1.62	92.54	1.00	2,032.69	14.02	483,780	6,782,830	36.550
41.50	-0.01	1.58	90.45	1.00	1,943.48	14.71	462,547	6,802,203	35.275
38.50	0.07	1.51	86.27	1.00	1,765.09	16.09	420,091	6,759,766	32.725
37.00	0.10	1.47	84.18	0.99	1,676.15	16.79	398,924	6,698,125	31.450
35.50	0.14	1.43	82.08	0.99	1,587.55	17.49	377,837	6,609,830	30.175
34.00	0.17	1.40	79.96	0.98	1,499.40	18.20	356,857	6,495,240	28.900
32.50	0.21	1.36	77.84	0.98	1,411.82	18.91	336,014	6,354,826	27.625
31.00	0.25	1.32	75.69	0.97	1,324.95	19.63	315,337	6,189,178	26.350
29.50	0.28	1.28	73.53	0.96	1,238.90	20.35	294,859	5,999,005	25.075
28.00	0.32	1.25	71.34	0.95	1,153.82	21.07	274,609	5,785,143	23.800
26.50	0.36	1.21	69.12	0.93	1,069.83	21.79	254,621	5,548,561	22.525
31.51	0.23	1.33	76.42	0.97	1,354.40	19.38	322,347	6,248,289	26.784
31.49	0.24	1.33	76.39	0.97	1,353.24	19.39	322,071	6,246,024	26.767
29.00	0.30	1.27	72.80	0.96	1,210.43	20.59	288,082	5,930,305	24.650
27.00	0.34	1.22	69.86	0.94	1,097.70	21.55	261,252	5,629,880	22.950
27.10	0.34	1.22	70.01	0.94	1,103.29	21.50	262,582	5,645,852	23.035
26.95	0.35	1.22	69.79	0.94	1,094.91	21.57	260,588	5,621,858	22.908
31.60	0.23	1.34	76.55	0.97	1,359.60	19.34	323,586	6,258,423	26.860
34.00	0.17	1.40	79.96	0.98	1,499.40	18.20	356,857	6,495,240	28.900

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 24

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

c = 26.95 f'c = 280 Kg/cm²
 Nvar = 16 Fy = 4200 Kg/cm²
 γ = 22.5 °
 Asvar = 4.91 cm²

Nvar	[(Nvar-1)γ]	[(Nvar-1)γ]	di	fsi	fsi	fsi	Aifsi	Aifsi[h/2 - di]
1	0.00	0.00	2.50	5,534.14	4,200.00	3,962.00	19,448.42	632,073.72
2	22.50	0.39	4.97	4,974.18	4,200.00	3,962.00	19,448.42	583,959.97
3	45.00	0.79	12.02	3,379.55	3,379.55	3,141.55	15,421.06	354,390.83
4	67.50	1.18	22.56	993.02	993.02	755.02	3,706.21	46,094.97
5	90.00	1.57	35.00	-1,822.08	-1,822.08	-1,822.08	-8,944.10	0.00
6	112.50	1.96	47.44	-4,637.18	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	256,414.28
7	135.00	2.36	57.98	-7,023.71	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	473,791.81
8	157.50	2.75	65.03	-8,618.33	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	619,038.84
9	180.00	3.14	67.50	-9,178.29	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	670,042.81
10	202.50	3.53	65.03	-8,618.33	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	619,038.84
11	225.00	3.93	57.98	-7,023.71	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	473,791.81
12	247.50	4.32	47.44	-4,637.18	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	256,414.28
13	270.00	4.71	35.00	-1,822.08	-1,822.08	-1,822.08	-8,944.10	0.00
14	292.50	5.11	22.56	993.02	993.02	755.02	3,706.21	46,094.97
15	315.00	5.50	12.02	3,379.55	3,379.55	3,141.55	15,421.06	354,390.83
16	337.50	5.89	4.97	4,974.18	4,200.00	3,962.00	19,448.42	583,959.97
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								
44								
45								
Σ							-65,605.31	5,969,497.93

c = 26.95 cm.
 Pu = 153.03 T.
 Mu = 90.97 Tm.
 e = 0.594 m.

Anexo Nº 3.9.2

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 2

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

Datos de sollicitación

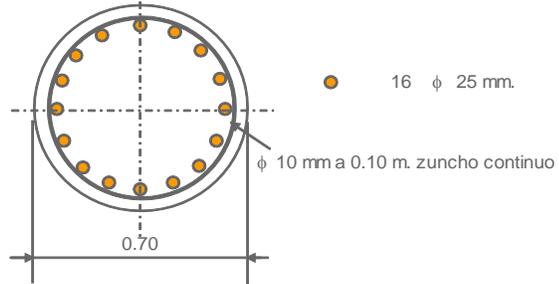
Puc = 228.84 T.
 Muc = 29.033 Tm.
 e = 0.127 m.

Datos de materiales

f'c = 280 Kg/cm²
 Fy = 4200 Kg/cm²

Datos geométricos

φcol = 0.70 m.
 r = 2.50 cm.
 Ag = 3,848.45 cm²
 Asmín = 38.48 cm²
 Usamos: 16 φ 25 mm.
 As = 78.5 cm² = 1% de Ag.
 h = 70.000 cm.
 h/2 = 35.000 cm.
 Ds = 65.000 cm.
 dmax = 67.500 cm.



Resultados

β1 = 0.850
 c bal = 40.029 cm.
 Pu bal = 471.852 T.
 Mubal = 123.399 Tm.
 e bal = 0.262 m.
 Pu o = 782.280 T.
 0,75Pubal = 353.889 T.
 0,1f'cAg = 107.757 T.
 f'cAg = 1,077.566 T.
 φcal = 0.581
 φ = 0.750

c = 56.700 cm.
 Pu = 611.708 T.
 Mu = 66.799 Tm.
 e = 0.109 m.

La carga última que resiste la columna, respecto a la carga elástica exterior tiene un factor de seguridad :
 Fs = 2.673

c (cm.)	40.029	55.000	53.500	52.000	50.500	49.000	47.500
Pu (T.)	471.852	588.431	567.331	545.705	523.543	500.835	477.565
Mu (Tm.)	123.399	70.051	72.803	75.443	77.969	80.382	82.683
e (m.)	0.262	0.119	0.128	0.138	0.149	0.160	0.173

c (cm.)	46.000	44.500	43.000	41.500	38.500	37.000	35.500
Pu (T.)	455.463	430.995	405.880	380.073	327.598	303.446	278.655
Mu (Tm.)	84.659	86.752	88.752	90.668	93.820	94.004	94.042
e (m.)	0.186	0.201	0.219	0.239	0.286	0.310	0.337

c (cm.)	34.000	32.500	31.000	29.500	28.000	26.500	25.000
Pu (T.)	255.658	232.891	209.559	185.579	161.101	139.792	118.483
Mu (Tm.)	93.771	92.738	91.518	90.116	88.508	86.228	83.948
e (m.)	0.367	0.398	0.437	0.486	0.549	0.617	0.700

c (cm.)	56.600	56.700	53.700	56.000	57.000	58.000	34.000
Pu (T.)	610.357	611.708	570.175	602.326	615.746	627.300	255.658
Mu (Tm.)	66.994	66.799	72.443	68.176	66.210	64.623	93.771
e (m.)	0.110	0.109	0.127	0.113	0.108	0.103	0.367

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 3

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

RESOLUCION

Δ = 1.50 cm. Incremento del valor de c
 π = 3.1415927

c	cos α	α rad	α deg	sen α	Ac	xcg	0,85f'cAc	0,85f'cAcxcg	β 1 c
40.03	0.03	1.54	88.40	1.00	1,855.96	15.38	441,719	6,794,911	34.025
55.00	-0.34	1.91	109.62	0.94	2,731.00	8.75	649,979	5,685,813	46.750
53.50	-0.30	1.87	107.41	0.95	2,646.38	9.38	629,838	5,909,603	45.475
52.00	-0.26	1.84	105.24	0.96	2,560.73	10.03	609,454	6,110,105	44.200
50.50	-0.23	1.80	103.09	0.97	2,474.20	10.68	588,859	6,286,427	42.925
49.00	-0.19	1.76	100.95	0.98	2,386.91	11.33	568,084	6,437,805	41.650
47.50	-0.15	1.72	98.83	0.99	2,298.99	12.00	547,160	6,563,599	40.375
46.00	-0.12	1.69	96.73	0.99	2,210.57	12.67	526,115	6,663,288	39.100
44.50	-0.08	1.65	94.63	1.00	2,121.76	13.34	504,979	6,736,463	37.825
43.00	-0.04	1.62	92.54	1.00	2,032.69	14.02	483,780	6,782,830	36.550
41.50	-0.01	1.58	90.45	1.00	1,943.48	14.71	462,547	6,802,203	35.275
38.50	0.07	1.51	86.27	1.00	1,765.09	16.09	420,091	6,759,766	32.725
37.00	0.10	1.47	84.18	0.99	1,676.15	16.79	398,924	6,698,125	31.450
35.50	0.14	1.43	82.08	0.99	1,587.55	17.49	377,837	6,609,830	30.175
34.00	0.17	1.40	79.96	0.98	1,499.40	18.20	356,857	6,495,240	28.900
32.50	0.21	1.36	77.84	0.98	1,411.82	18.91	336,014	6,354,826	27.625
31.00	0.25	1.32	75.69	0.97	1,324.95	19.63	315,337	6,189,178	26.350
29.50	0.28	1.28	73.53	0.96	1,238.90	20.35	294,859	5,999,005	25.075
28.00	0.32	1.25	71.34	0.95	1,153.82	21.07	274,609	5,785,143	23.800
26.50	0.36	1.21	69.12	0.93	1,069.83	21.79	254,621	5,548,561	22.525
56.50	-0.37	1.95	111.85	0.93	2,814.47	8.12	669,844	5,439,764	48.025
56.60	-0.37	1.95	112.00	0.93	2,819.99	8.08	671,158	5,422,598	48.110
56.70	-0.38	1.96	112.15	0.93	2,825.50	8.04	672,470	5,405,337	48.195
53.70	-0.30	1.88	107.71	0.95	2,657.72	9.30	632,538	5,881,089	45.645
56.00	-0.36	1.94	111.10	0.93	2,786.79	8.33	663,255	5,524,184	47.600
57.00	-0.38	1.97	112.60	0.92	2,842.01	7.91	676,398	5,353,000	48.450
58.00	-0.41	1.99	114.12	0.91	2,896.63	7.50	689,399	5,172,632	49.300
34.00	0.17	1.40	79.96	0.98	1,499.40	18.20	356,857	6,495,240	28.900

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 24

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

c = 53.70 f'c = 280 Kg/cm2
 Nvar = 16 Fy = 4200 Kg/cm2
 γ = 22.5 °
 Asvar = 4.91 cm2

Nvar	[(Nvar-1)γ]	[(Nvar-1)γ]	di	fsi	fsi	fsi	Aifsi	Aifsi[h/2 - di]
1	0.00	0.00	2.50	5,816.01	4,200.00	3,962.00	19,448.42	632,073.72
2	22.50	0.39	4.97	5,534.99	4,200.00	3,962.00	19,448.42	583,959.97
3	45.00	0.79	12.02	4,734.71	4,200.00	3,962.00	19,448.42	446,943.61
4	67.50	1.18	22.56	3,537.00	3,537.00	3,299.00	16,193.94	201,407.42
5	90.00	1.57	35.00	2,124.21	2,124.21	1,886.21	9,258.90	0.00
6	112.50	1.96	47.44	711.42	711.42	473.42	2,323.87	-28,902.50
7	135.00	2.36	57.98	-486.29	-486.29	-486.29	-2,387.08	54,857.50
8	157.50	2.75	65.03	-1,286.58	-1,286.58	-1,286.58	-6,315.46	189,628.65
9	180.00	3.14	67.50	-1,567.60	-1,567.60	-1,567.60	-7,694.93	250,085.14
10	202.50	3.53	65.03	-1,286.58	-1,286.58	-1,286.58	-6,315.46	189,628.65
11	225.00	3.93	57.98	-486.29	-486.29	-486.29	-2,387.08	54,857.50
12	247.50	4.32	47.44	711.42	711.42	473.42	2,323.87	-28,902.50
13	270.00	4.71	35.00	2,124.21	2,124.21	1,886.21	9,258.90	0.00
14	292.50	5.11	22.56	3,537.00	3,537.00	3,299.00	16,193.94	201,407.42
15	315.00	5.50	12.02	4,734.71	4,200.00	3,962.00	19,448.42	446,943.61
16	337.50	5.89	4.97	5,534.99	4,200.00	3,962.00	19,448.42	583,959.97
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								
44								
45								
Σ							127,695.5	3,777,948.2

c = 53.70 cm.
 Pu = 570.18 T.
 Mu = 72.44 Tm.
 e = 0.127 m.

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
Hoja: 2

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

Datos de sollicitación

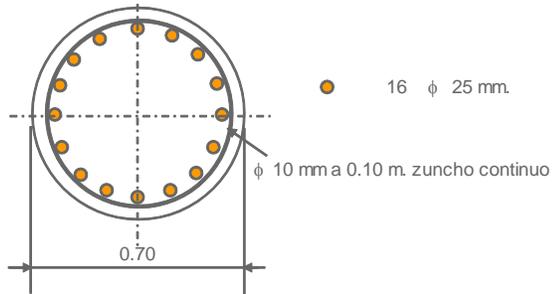
P_{uc} = 227.85 T.
 M_{uc} = 24.942 Tm.
 e = 0.109 m.

Datos de materiales

f'_c = 280 Kg/cm²
 F_y = 4200 Kg/cm²

Datos geométricos

ϕ_{col} = 0.70 m.
 r = 2.50 cm.
 A_g = 3,848.45 cm²
Asmín = 38.48 cm² 1% de A_g .
Usamos: 16 ϕ 25 mm.
 A_s = 78.5 cm² =
 h = 70.000 cm.
 $h/2$ = 35.000 cm.
 D_s = 65.000 cm.
 d_{max} = 67.500 cm.



Armadura longitudinal principal
 A_s principal

Resultados

β_1 = 0.850
 c_{bal} = 40.029 cm. c = 56.000 cm.
 $P_{u\ bal}$ = 471.852 T. P_u = 602.205 T.
 $M_{u\ bal}$ = 123.399 Tm. M_u = 68.154 Tm.
 e_{bal} = 0.262 m. e = 0.113 m.
 $P_u o$ = 782.280 T.
 $0,75P_{u\ bal}$ = 353.889 T. La carga última que resiste la columna, respecto a la carga elástica exterior
tiene un factor de seguridad :
 $0,1f'_cA_g$ = 107.757 T. F_s = 2.643
 f'_cA_g = 1,077.566 T.
 ϕ_{cal} = 0.583
 ϕ = 0.750

c (cm.)	40.029	55.000	53.500	52.000	50.500	49.000	47.500
P_u (T.)	471.852	588.431	567.331	545.705	523.543	500.835	477.565
M_u (Tm.)	123.399	70.051	72.803	75.443	77.969	80.382	82.683
e (m.)	0.262	0.119	0.128	0.138	0.149	0.160	0.173

c (cm.)	46.000	44.500	43.000	41.500	38.500	37.000	35.500
P_u (T.)	455.463	430.995	405.880	380.073	327.598	303.446	278.655
M_u (Tm.)	84.659	86.752	88.752	90.668	93.820	94.004	94.042
e (m.)	0.186	0.201	0.219	0.239	0.286	0.310	0.337

c (cm.)	34.000	32.500	31.000	29.500	28.000	26.500	31.510
P_u (T.)	255.658	232.891	209.559	185.579	161.101	139.792	217.560
M_u (Tm.)	93.771	92.738	91.518	90.116	88.508	86.228	91.954
e (m.)	0.367	0.398	0.437	0.486	0.549	0.617	0.423

c (cm.)	31.490	56.000	57.000	31.460	31.560	31.600	34.000
P_u (T.)	217.248	602.205	615.746	216.820	218.341	218.965	255.658
M_u (Tm.)	91.937	68.154	66.210	91.947	91.995	92.028	93.771
e (m.)	0.423	0.113	0.108	0.424	0.421	0.420	0.367

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 3

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

RESOLUCION

Δ = 1.50 cm. Incremento del valor de c
 π = 3.1415927

c	cos α	α rad	α deg	sen α	Ac	xcg	0,85f'cAc	0,85f'cAcxcg	β 1 c
40.03	0.03	1.54	88.40	1.00	1,855.96	15.38	441,719	6,794,911	34.025
55.00	-0.34	1.91	109.62	0.94	2,731.00	8.75	649,979	5,685,813	46.750
53.50	-0.30	1.87	107.41	0.95	2,646.38	9.38	629,838	5,909,603	45.475
52.00	-0.26	1.84	105.24	0.96	2,560.73	10.03	609,454	6,110,105	44.200
50.50	-0.23	1.80	103.09	0.97	2,474.20	10.68	588,859	6,286,427	42.925
49.00	-0.19	1.76	100.95	0.98	2,386.91	11.33	568,084	6,437,805	41.650
47.50	-0.15	1.72	98.83	0.99	2,298.99	12.00	547,160	6,563,599	40.375
46.00	-0.12	1.69	96.73	0.99	2,210.57	12.67	526,115	6,663,288	39.100
44.50	-0.08	1.65	94.63	1.00	2,121.76	13.34	504,979	6,736,463	37.825
43.00	-0.04	1.62	92.54	1.00	2,032.69	14.02	483,780	6,782,830	36.550
41.50	-0.01	1.58	90.45	1.00	1,943.48	14.71	462,547	6,802,203	35.275
38.50	0.07	1.51	86.27	1.00	1,765.09	16.09	420,091	6,759,766	32.725
37.00	0.10	1.47	84.18	0.99	1,676.15	16.79	398,924	6,698,125	31.450
35.50	0.14	1.43	82.08	0.99	1,587.55	17.49	377,837	6,609,830	30.175
34.00	0.17	1.40	79.96	0.98	1,499.40	18.20	356,857	6,495,240	28.900
32.50	0.21	1.36	77.84	0.98	1,411.82	18.91	336,014	6,354,826	27.625
31.00	0.25	1.32	75.69	0.97	1,324.95	19.63	315,337	6,189,178	26.350
29.50	0.28	1.28	73.53	0.96	1,238.90	20.35	294,859	5,999,005	25.075
28.00	0.32	1.25	71.34	0.95	1,153.82	21.07	274,609	5,785,143	23.800
26.50	0.36	1.21	69.12	0.93	1,069.83	21.79	254,621	5,548,561	22.525
31.51	0.23	1.33	76.42	0.97	1,354.40	19.38	322,347	6,248,289	26.784
31.49	0.24	1.33	76.39	0.97	1,353.24	19.39	322,071	6,246,024	26.767
56.00	-0.36	1.94	111.10	0.93	2,786.79	8.33	663,255	5,524,184	47.600
57.00	-0.38	1.97	112.60	0.92	2,842.01	7.91	676,398	5,353,000	48.450
31.46	0.24	1.33	76.35	0.97	1,351.51	19.41	321,659	6,242,620	26.741
31.56	0.23	1.34	76.49	0.97	1,357.29	19.36	323,035	6,253,930	26.826
31.60	0.23	1.34	76.55	0.97	1,359.60	19.34	323,586	6,258,423	26.860
34.00	0.17	1.40	79.96	0.98	1,499.40	18.20	356,857	6,495,240	28.900

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 24

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

c = 57.00 f'c = 280 Kg/cm²
 Nvar = 16 Fy = 4200 Kg/cm²
 γ = 22.5 °
 Asvar = 4.91 cm²

Nvar	[(Nvar-1)γ]	[(Nvar-1)γ]	di	fsi	fsi	fsi	Aifsi	Aifsi[h/2 - di]
1	0.00	0.00	2.50	5,832.46	4,200.00	3,962.00	19,448.42	632,073.72
2	22.50	0.39	4.97	5,567.70	4,200.00	3,962.00	19,448.42	583,959.97
3	45.00	0.79	12.02	4,813.75	4,200.00	3,962.00	19,448.42	446,943.61
4	67.50	1.18	22.56	3,685.39	3,685.39	3,447.39	16,922.32	210,466.42
5	90.00	1.57	35.00	2,354.39	2,354.39	2,116.39	10,388.79	0.00
6	112.50	1.96	47.44	1,023.39	1,023.39	785.39	3,855.26	-47,948.62
7	135.00	2.36	57.98	-104.98	-104.98	-104.98	-515.32	11,842.66
8	157.50	2.75	65.03	-858.93	-858.93	-858.93	-4,216.27	126,598.14
9	180.00	3.14	67.50	-1,123.68	-1,123.68	-1,123.68	-5,515.87	179,265.84
10	202.50	3.53	65.03	-858.93	-858.93	-858.93	-4,216.27	126,598.14
11	225.00	3.93	57.98	-104.98	-104.98	-104.98	-515.32	11,842.66
12	247.50	4.32	47.44	1,023.39	1,023.39	785.39	3,855.26	-47,948.62
13	270.00	4.71	35.00	2,354.39	2,354.39	2,116.39	10,388.79	0.00
14	292.50	5.11	22.56	3,685.39	3,685.39	3,447.39	16,922.32	210,466.42
15	315.00	5.50	12.02	4,813.75	4,200.00	3,962.00	19,448.42	446,943.61
16	337.50	5.89	4.97	5,567.70	4,200.00	3,962.00	19,448.42	583,959.97
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								
44								
45								
Σ							144,595.8	3,475,063.9

c = 57.00 cm.
 Pu = 615.75 T.
 Mu = 66.21 Tm.
 e = 0.108 m.

Anexo Nº 3.9.3

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
Hoja: 2

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

Datos de sollicitación

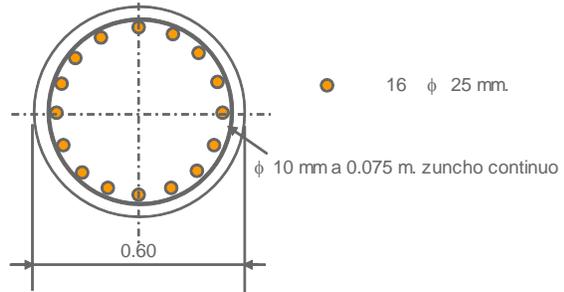
P_{uc} = 90.00 T.
 M_{uc} = 10.206 Tm.
 e = 0.113 m.

Datos de materiales

$f'c$ = 280 Kg/cm²
 F_y = 4200 Kg/cm²

Datos geometricos

ϕ_{col} = 0.60 m.
 r = 7.00 cm.
 A_g = 2,827.43 cm²
Asmín = 28.27 cm² 1% de A_g .
Usamos: 16 ϕ 25 mm. Armadura longitudinal principal
 A_s = 78.5 cm² = As principal
 h = 60.000 cm.
 $h/2$ = 30.000 cm.
 D_s = 46.000 cm.
 d_{max} = 53.000 cm.



Resultados

β_1 = 0.850
 c_{bal} = 31.430 cm. c = 44.000 cm.
 P_{ubal} = 296.161 T. P_u = 427.003 T.
 M_{ubal} = 80.092 Tm. M_u = 48.122 Tm.
 e_{bal} = 0.270 m. e = 0.113 m.
 $P_u o$ = 627.366 T.
 $0,75P_{ubal}$ = 222.121 T. La carga última que resiste la columna, respecto a la carga elástica exterior
tiene un factor de seguridad :
 $0,1f'cA_g$ = 79.168 T. F_s = 4.744
 $f'cA_g$ = 791.681 T.
 ϕ_{cal} = 0.729
 ϕ = 0.750

c (cm.)	31.430	46.000	44.500	43.000	41.500	40.000	38.500
P_u (T.)	296.161	454.036	433.892	412.742	390.757	368.024	346.245
M_u (Tm.)	80.092	45.527	47.493	49.305	50.996	52.588	53.933
e (m.)	0.270	0.100	0.109	0.119	0.131	0.143	0.156

c (cm.)	37.000	35.500	34.000	32.500	29.500	28.000	26.500
P_u (T.)	321.852	296.521	270.156	242.639	189.900	164.200	139.063
M_u (Tm.)	55.344	56.677	57.943	59.159	60.495	60.297	59.422
e (m.)	0.172	0.191	0.214	0.244	0.319	0.367	0.427

c (cm.)	25.000	23.500	22.000	20.500	19.000	17.500	31.510
P_u (T.)	114.479	88.611	64.416	42.112	16.503	-9.936	223.777
M_u (Tm.)	58.097	56.588	54.564	52.213	49.423	46.321	59.943
e (m.)	0.507	0.639	0.847	1.240	2.995	-4.662	0.268

c (cm.)	31.490	44.000	43.000	42.000	41.000	31.600	34.000
P_u (T.)	223.389	427.003	412.742	398.325	383.265	225.516	270.156
M_u (Tm.)	59.958	48.122	49.305	50.479	51.538	59.872	57.943
e (m.)	0.268	0.113	0.119	0.127	0.134	0.265	0.214

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 3

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

RESOLUCION

Δ = 1.50 cm. Incremento del valor de c

π = 3.1415927

c	cos α	α rad	α deg	sen α	Ac	xcg	0,85f'cAc	0,85f'cAcxcg	β 1 c
31.43	0.11	1.46	83.71	0.99	1,217.05	14.52	289,659	4,207,215	26.716
46.00	-0.30	1.88	107.66	0.95	1,951.22	7.98	464,391	3,706,553	39.100
44.50	-0.26	1.83	105.12	0.97	1,877.84	8.62	446,925	3,854,336	37.825
43.00	-0.22	1.79	102.61	0.98	1,803.57	9.28	429,250	3,981,356	36.550
41.50	-0.18	1.75	100.13	0.98	1,728.58	9.93	411,402	4,086,869	35.275
40.00	-0.13	1.70	97.66	0.99	1,653.00	10.60	393,415	4,170,269	34.000
38.50	-0.09	1.66	95.21	1.00	1,576.99	11.27	375,324	4,231,091	32.725
37.00	-0.05	1.62	92.77	1.00	1,500.68	11.95	357,163	4,268,997	31.450
35.50	-0.01	1.58	90.33	1.00	1,424.22	12.64	338,964	4,283,781	30.175
34.00	0.04	1.53	87.90	1.00	1,347.73	13.33	320,760	4,275,364	28.900
32.50	0.08	1.49	85.46	1.00	1,271.37	14.03	302,585	4,243,789	27.625
29.50	0.16	1.41	80.55	0.99	1,119.55	15.43	266,453	4,111,987	25.075
28.00	0.21	1.36	78.07	0.98	1,044.38	16.14	248,563	4,012,490	23.800
26.50	0.25	1.32	75.57	0.97	969.90	16.86	230,837	3,891,306	22.525
25.00	0.29	1.27	73.04	0.96	896.26	17.58	213,309	3,749,140	21.250
23.50	0.33	1.23	70.48	0.94	823.61	18.30	196,018	3,586,847	19.975
22.00	0.38	1.18	67.87	0.93	752.11	19.02	179,002	3,405,440	18.700
20.50	0.42	1.14	65.22	0.91	681.93	19.75	162,300	3,206,099	17.425
19.00	0.46	1.09	62.51	0.89	613.26	20.49	145,956	2,990,191	16.150
17.50	0.50	1.04	59.72	0.86	546.28	21.22	130,015	2,759,288	14.875
31.51	0.11	1.46	83.85	0.99	1,221.10	14.49	290,621	4,210,343	26.784
31.49	0.11	1.46	83.81	0.99	1,220.08	14.50	290,380	4,209,565	26.767
44.00	-0.25	1.82	104.28	0.97	1,853.17	8.84	441,055	3,899,023	37.400
43.00	-0.22	1.79	102.61	0.98	1,803.57	9.28	429,250	3,981,356	36.550
42.00	-0.19	1.76	100.95	0.98	1,753.65	9.71	417,368	4,054,128	35.700
41.00	-0.16	1.73	99.30	0.99	1,703.44	10.16	405,420	4,117,152	34.850
31.60	0.10	1.47	83.99	0.99	1,225.66	14.45	291,707	4,213,796	26.860
34.00	0.04	1.53	87.90	1.00	1,347.73	13.33	320,760	4,275,364	28.900

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 4

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

CONDICION BALANCEADA

c = 31.43 f'c = 280 Kg/cm²
 Nvar = 16 Fy = 4200 Kg/cm²
 γ = 22.5 °
 Asvar = 4.91 cm²

Nvar	[(Nvar-1)γ]	[(Nvar-1)γ]	di	fsi	fsi	fsi	Aifsi	Aifsi[h/2 - di]
1	0.00	0.00	7.00	4,756.98	4,200.00	3,962.00	19,448.42	447,313.71
2	22.50	0.39	8.75	4,416.08	4,200.00	3,962.00	19,448.42	413,263.98
3	45.00	0.79	13.74	3,445.26	3,445.26	3,207.26	15,743.61	256,045.49
4	67.50	1.18	21.20	1,992.33	1,992.33	1,754.33	8,611.57	75,796.62
5	90.00	1.57	30.00	278.49	278.49	40.49	198.76	0.00
6	112.50	1.96	38.80	-1,435.35	-1,435.35	-1,435.35	-7,045.78	62,014.93
7	135.00	2.36	46.26	-2,888.28	-2,888.28	-2,888.28	-14,177.81	230,580.25
8	157.50	2.75	51.25	-3,859.10	-3,859.10	-3,859.10	-18,943.29	402,530.30
9	180.00	3.14	53.00	-4,200.00	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	474,184.14
10	202.50	3.53	51.25	-3,859.10	-3,859.10	-3,859.10	-18,943.29	402,530.30
11	225.00	3.93	46.26	-2,888.28	-2,888.28	-2,888.28	-14,177.81	230,580.25
12	247.50	4.32	38.80	-1,435.35	-1,435.35	-1,435.35	-7,045.78	62,014.93
13	270.00	4.71	30.00	278.49	278.49	40.49	198.76	0.00
14	292.50	5.11	21.20	1,992.33	1,992.33	1,754.33	8,611.57	75,796.62
15	315.00	5.50	13.74	3,445.26	3,445.26	3,207.26	15,743.61	256,045.49
16	337.50	5.89	8.75	4,416.08	4,200.00	3,962.00	19,448.42	413,263.98
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								
44								
45								
Σ							6,502.68	3,801,960.98

cbal = 31.43 cm.
 Phbal = 296.16 T.
 Mnbal = 80.09 Tm.
 ebal = 0.270 m.
 Puo = 627.37 T.

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 24

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

c = 44.00 f'c = 280 Kg/cm²
 Nvar = 16 Fy = 4200 Kg/cm²
 γ = 22.5 °
 Asvar = 4.91 cm²

Nvar	[(Nvar-1)γ]	[(Nvar-1)γ]	di	fsi	fsi	fsi	Aifsi	Aifsi[h/2 - di]
1	0.00	0.00	7.00	5,129.55	4,200.00	3,962.00	19,448.42	447,313.71
2	22.50	0.39	8.75	4,886.82	4,200.00	3,962.00	19,448.42	413,263.98
3	45.00	0.79	13.74	4,195.62	4,195.62	3,957.62	19,426.90	315,948.53
4	67.50	1.18	21.20	3,161.15	3,161.15	2,923.15	14,348.97	126,295.57
5	90.00	1.57	30.00	1,940.91	1,940.91	1,702.91	8,359.14	0.00
6	112.50	1.96	38.80	720.67	720.67	482.67	2,369.30	-20,853.95
7	135.00	2.36	46.26	-313.80	-313.80	-313.80	-1,540.35	25,051.40
8	157.50	2.75	51.25	-1,005.01	-1,005.01	-1,005.01	-4,933.32	104,829.15
9	180.00	3.14	53.00	-1,247.73	-1,247.73	-1,247.73	-6,124.77	140,869.64
10	202.50	3.53	51.25	-1,005.01	-1,005.01	-1,005.01	-4,933.32	104,829.15
11	225.00	3.93	46.26	-313.80	-313.80	-313.80	-1,540.35	25,051.40
12	247.50	4.32	38.80	720.67	720.67	482.67	2,369.30	-20,853.95
13	270.00	4.71	30.00	1,940.91	1,940.91	1,702.91	8,359.14	0.00
14	292.50	5.11	21.20	3,161.15	3,161.15	2,923.15	14,348.97	126,295.57
15	315.00	5.50	13.74	4,195.62	4,195.62	3,957.62	19,426.90	315,948.53
16	337.50	5.89	8.75	4,886.82	4,200.00	3,962.00	19,448.42	413,263.98
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								
44								
45								
Σ							128,281.78	2,517,252.68

c = 44.00 cm.
 Pu = 427.00 T.
 Mu = 48.12 Tm.
 e = 0.113 m.

Anexo Nº 3.9.4

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
Hoja: 2

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

Datos de sollicitación

P_{uc} = 150.15 T.
M_{uc} = 90.400 Tm.
e = 0.602 m.

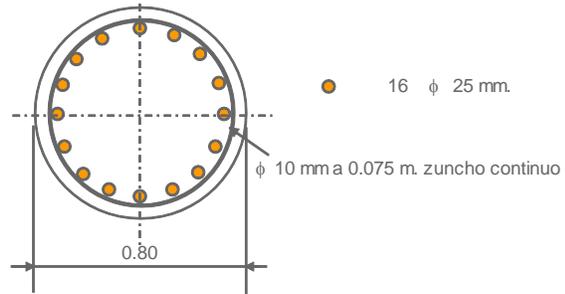
Datos de materiales

f'_c = 280 Kg/cm²
F_y = 4200 Kg/cm²

Datos geometricos

φ_{col} = 0.80 m.
r = 7.00 cm.
A_g = 5,026.55 cm²
A_{smín} = 50.27 cm² 1% de A_g.

Usamos: 16 φ 25 mm.
A_s = 78.5 cm² =
h = 80.000 cm.
h/2 = 40.000 cm.
D_s = 66.000 cm.
d_{max} = 73.000 cm.



Armadura longitudinal principal
A_s principal

Resultados

β₁ = 0.850
c_{bal} = 43.291 cm. c = 29.000 cm.
P_{u bal} = 553.049 T. P_u = 170.790 T.
M_{u bal} = 155.861 Tm. M_u = 103.252 Tm.
e_{bal} = 0.282 m. e = 0.605 m.
P_{u o} = 961.027 T.
0,75P_{u bal} = 414.787 T.
0,1f'_cA_g = 140.743 T.
f'_cA_g = 1,407.434 T.
φ_{cal} = 0.740
φ = 0.750

La carga última que resiste la columna, respecto a la carga elástica exterior tiene un factor de seguridad :
F_s = 1.137

c (cm.)	43.291	58.000	56.500	55.000	53.500	52.000	50.500
P _u (T.)	553.049	670.099	646.356	622.169	597.528	573.773	547.763
M _u (Tm.)	155.861	98.883	101.481	103.920	106.198	108.004	109.872
e (m.)	0.282	0.148	0.157	0.167	0.178	0.188	0.201

c (cm.)	49.000	47.500	46.000	44.500	41.500	40.000	38.500
P _u (T.)	521.229	494.142	466.471	438.174	381.535	357.128	330.425
M _u (Tm.)	111.584	113.146	114.567	115.854	117.418	117.022	116.447
e (m.)	0.214	0.229	0.246	0.264	0.308	0.328	0.352

c (cm.)	37.000	35.500	34.000	32.500	31.000	29.500	28.900
P _u (T.)	304.162	279.433	254.232	228.495	202.552	178.864	169.169
M _u (Tm.)	115.457	113.793	111.916	109.831	107.492	104.371	103.025
e (m.)	0.380	0.407	0.440	0.481	0.531	0.584	0.609

c (cm.)	28.950	29.000	28.000	29.200	26.000	33.000	34.000
P _u (T.)	169.980	170.790	154.462	174.144	122.713	237.138	254.232
M _u (Tm.)	103.139	103.252	100.926	103.750	96.140	110.549	111.916
e (m.)	0.607	0.605	0.653	0.596	0.783	0.466	0.440

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 3

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

RESOLUCION

Δ = 1.50 cm. Incremento del valor de c
 π = 3.1415927

c	cos α	α rad	α deg	sen α	Ac	xcg	0,85f'cAc	0,85f'cAcxcg	β 1 c
43.29	0.08	1.49	85.41	1.00	2,257.32	18.72	537,241	10,057,161	36.797
58.00	-0.23	1.81	103.44	0.97	3,250.52	12.08	773,623	9,342,511	49.300
56.50	-0.20	1.77	101.57	0.98	3,150.94	12.73	749,924	9,547,784	48.025
55.00	-0.17	1.74	99.72	0.99	3,050.70	13.39	726,067	9,724,014	46.750
53.50	-0.14	1.71	97.87	0.99	2,949.90	14.06	702,077	9,870,639	45.475
52.00	-0.11	1.68	96.03	0.99	2,848.66	14.73	677,980	9,987,198	44.200
50.50	-0.07	1.64	94.19	1.00	2,747.07	15.41	653,802	10,073,326	42.925
49.00	-0.04	1.61	92.36	1.00	2,645.24	16.09	629,566	10,128,759	41.650
47.50	-0.01	1.58	90.54	1.00	2,543.27	16.77	605,299	10,153,328	40.375
46.00	0.02	1.55	88.71	1.00	2,441.28	17.46	581,025	10,146,956	39.100
44.50	0.05	1.52	86.88	1.00	2,339.36	18.16	556,768	10,109,664	37.825
41.50	0.12	1.45	83.22	0.99	2,136.16	19.56	508,405	9,942,870	35.275
40.00	0.15	1.42	81.37	0.99	2,035.08	20.26	484,349	9,813,882	34.000
38.50	0.18	1.39	79.52	0.98	1,934.50	20.97	460,411	9,655,005	32.725
37.00	0.21	1.36	77.66	0.98	1,834.52	21.68	436,616	9,466,742	31.450
35.50	0.25	1.32	75.78	0.97	1,735.25	22.40	412,990	9,249,699	30.175
34.00	0.28	1.29	73.89	0.96	1,636.81	23.11	389,560	9,004,587	28.900
32.50	0.31	1.26	71.98	0.95	1,539.30	23.84	366,354	8,732,230	27.625
31.00	0.34	1.22	70.05	0.94	1,442.85	24.56	343,399	8,433,565	26.350
29.50	0.37	1.19	68.09	0.93	1,347.59	25.29	320,726	8,109,652	25.075
28.90	0.39	1.17	67.30	0.92	1,309.84	25.58	311,742	7,973,278	24.565
28.95	0.38	1.18	67.37	0.92	1,312.98	25.55	312,489	7,984,788	24.608
29.00	0.38	1.18	67.43	0.92	1,316.12	25.53	313,236	7,996,271	24.650
28.00	0.41	1.15	66.11	0.91	1,253.63	26.01	298,364	7,761,678	23.800
29.20	0.38	1.18	67.70	0.93	1,328.69	25.43	316,228	8,041,941	24.820
26.00	0.45	1.11	63.42	0.89	1,130.62	26.99	269,087	7,262,597	22.100
33.00	0.30	1.27	72.62	0.95	1,571.69	23.59	374,063	8,825,988	28.050
34.00	0.28	1.29	73.89	0.96	1,636.81	23.11	389,560	9,004,587	28.900

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 4

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

CONDICION BALANCEADA

c = 43.29 f'c = 280 Kg/cm²
 Nvar = 16 Fy = 4200 Kg/cm²
 γ = 22.5 °
 Asvar = 4.91 cm²

Nvar	[(Nvar-1)γ]	[(Nvar-1)γ]	di	fsi	fsi	fsi	Afsi	Afsi[h/2 - di]
1	0.00	0.00	7.00	5,130.41	4,200.00	3,962.00	19,448.42	641,797.93
2	22.50	0.39	9.51	4,775.29	4,200.00	3,962.00	19,448.42	592,943.97
3	45.00	0.79	16.67	3,764.00	3,764.00	3,526.00	17,308.23	403,879.33
4	67.50	1.18	27.37	2,250.50	2,250.50	2,012.50	9,878.85	124,755.55
5	90.00	1.57	40.00	465.21	465.21	227.21	1,115.29	0.00
6	112.50	1.96	52.63	-1,320.09	-1,320.09	-1,320.09	-6,479.98	81,832.81
7	135.00	2.36	63.33	-2,833.59	-2,833.59	-2,833.59	-13,909.37	324,568.45
8	157.50	2.75	70.49	-3,844.88	-3,844.88	-3,844.88	-18,873.52	575,416.41
9	180.00	3.14	73.00	-4,200.00	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	680,351.16
10	202.50	3.53	70.49	-3,844.88	-3,844.88	-3,844.88	-18,873.52	575,416.41
11	225.00	3.93	63.33	-2,833.59	-2,833.59	-2,833.59	-13,909.37	324,568.45
12	247.50	4.32	52.63	-1,320.09	-1,320.09	-1,320.09	-6,479.98	81,832.81
13	270.00	4.71	40.00	465.21	465.21	227.21	1,115.29	0.00
14	292.50	5.11	27.37	2,250.50	2,250.50	2,012.50	9,878.85	124,755.55
15	315.00	5.50	16.67	3,764.00	3,764.00	3,526.00	17,308.23	403,879.33
16	337.50	5.89	9.51	4,775.29	4,200.00	3,962.00	19,448.42	592,943.97
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								
44								
45								
Σ							15,807.56	5,528,942.15

cbal = 43.29 cm.
 Phbal = 553.05 T.
 Mnbal = 155.86 Tm.
 ebal = 0.282 m.
 Puo = 961.03 T.

PROYECTO: PUENTE AVENIDA MALDONADO

Cálculo: JHONNY QUINTANA
 Hoja: 24

COLUMNAS CIRCULARES: COLCIR

c = 29.00 f'c = 280 Kg/cm²
 Nvar = 16 Fy = 4200 Kg/cm²
 γ = 22.5 °
 Asvar = 4.91 cm²

Nvar	[(Nvar-1)γ]	[(Nvar-1)γ]	di	fsi	fsi	fsi	Aifsi	Aifsi[h/2 - di]
1	0.00	0.00	7.00	4,627.59	4,200.00	3,962.00	19,448.42	641,797.93
2	22.50	0.39	9.51	4,099.21	4,099.21	3,861.21	18,953.65	577,859.24
3	45.00	0.79	16.67	2,594.50	2,594.50	2,356.50	11,567.46	269,921.13
4	67.50	1.18	27.37	342.56	342.56	104.56	513.25	6,481.56
5	90.00	1.57	40.00	-2,313.79	-2,313.79	-2,313.79	-11,357.81	0.00
6	112.50	1.96	52.63	-4,970.14	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	260,359.12
7	135.00	2.36	63.33	-7,222.09	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	481,080.92
8	157.50	2.75	70.49	-8,726.79	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	628,562.51
9	180.00	3.14	73.00	-9,255.17	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	680,351.16
10	202.50	3.53	70.49	-8,726.79	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	628,562.51
11	225.00	3.93	63.33	-7,222.09	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	481,080.92
12	247.50	4.32	52.63	-4,970.14	-4,200.00	-4,200.00	-20,616.70	260,359.12
13	270.00	4.71	40.00	-2,313.79	-2,313.79	-2,313.79	-11,357.81	0.00
14	292.50	5.11	27.37	342.56	342.56	104.56	513.25	6,481.56
15	315.00	5.50	16.67	2,594.50	2,594.50	2,356.50	11,567.46	269,921.13
16	337.50	5.89	9.51	4,099.21	4,099.21	3,861.21	18,953.65	577,859.24
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								
44								
45								
Σ							-85,515.40	5,770,678.05

c = 29.00 cm.
 Pu = 170.79 T.
 Mu = 103.25 Tm.
 e = 0.605 m.

ANEXO 3.9.5 DISEÑO DE MUROS (Muro “2” Occidental y Oriental L=15 m.)

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

Cálculo: Juan Carlos Quilumba
Jhonny Quintana

SUPERESTRUCTURA: Long: 20.00 may-12

SEGUNDA ALTERNATIVA: Diseño estructural en hormigón

CARRETERA: Escalon 1 PROVINCIA: PICHINCHA
CANTON: QUITO

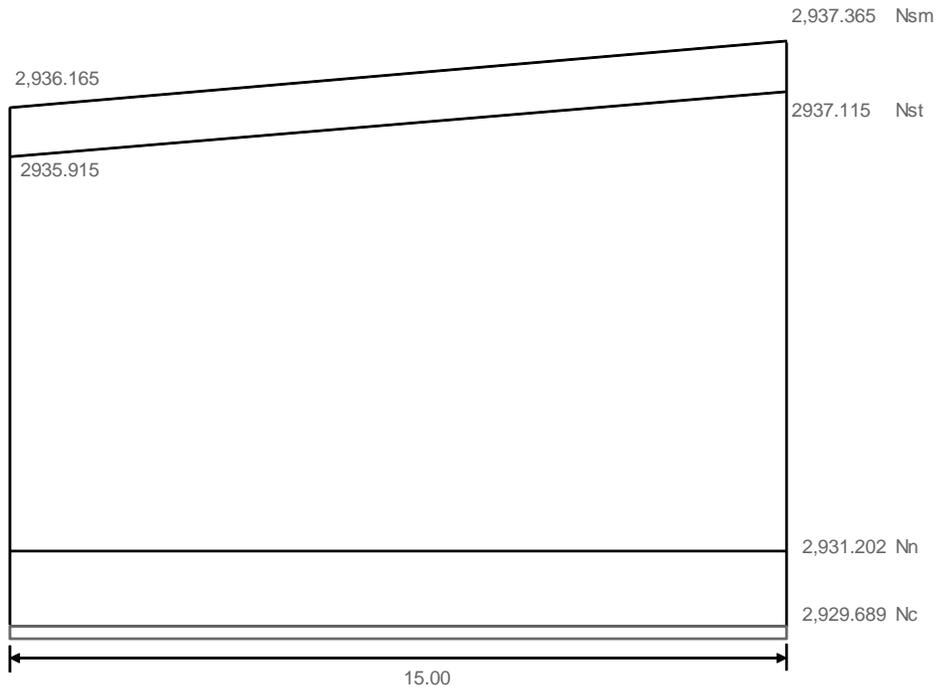
MUROS

DATOS:

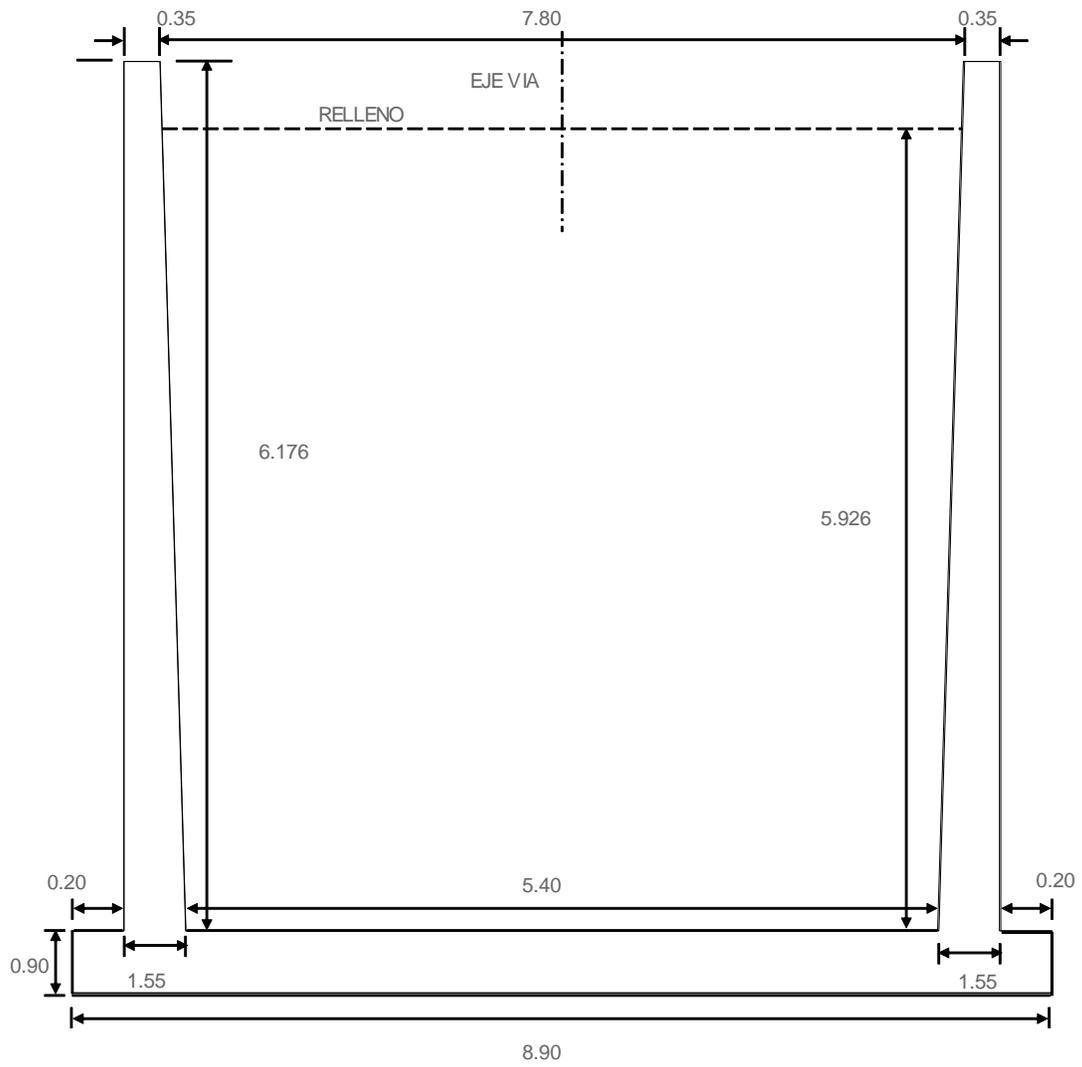
Lm =	15.00 m	Largo del muro
Nsm1 =	2,937.37 m	Nivel superior muro 1
Nsm2 =	2,936.17 m	Nivel superior muro 2
Nst1 =	2,937.12 m	Nivel superior tierra 1
Nst2 =	2,935.92 m	Nivel superior tierra 2
Nc =	2,929.69 m	Cota cimentación de Zapata
Pls =	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli =	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nh =	2,931.20	Nivel natural del terreno
f'c =	280.00 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy =	4,200.00 kg/cm ²	Limite de fluencia del acero de refuerzo

4.7.3.1. GEOMETRIA

ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



MURO+ RELLENO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	6.176	0.350	15.000	2.400	1
2	Pantalla Derecha	6.176	1.200	15.000	2.400	0.50
3	Zapata	0.900	8.900	15.000	2.400	1
4	Relleno Posterior	5.926	8.600	15.000	1.800	1
5	Relleno Delantero	0.613	0.200	15.000	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	6.176	0.350	15.000	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	6.176	1.200	15.000	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	0.613	0.200	15.000	1.800	1

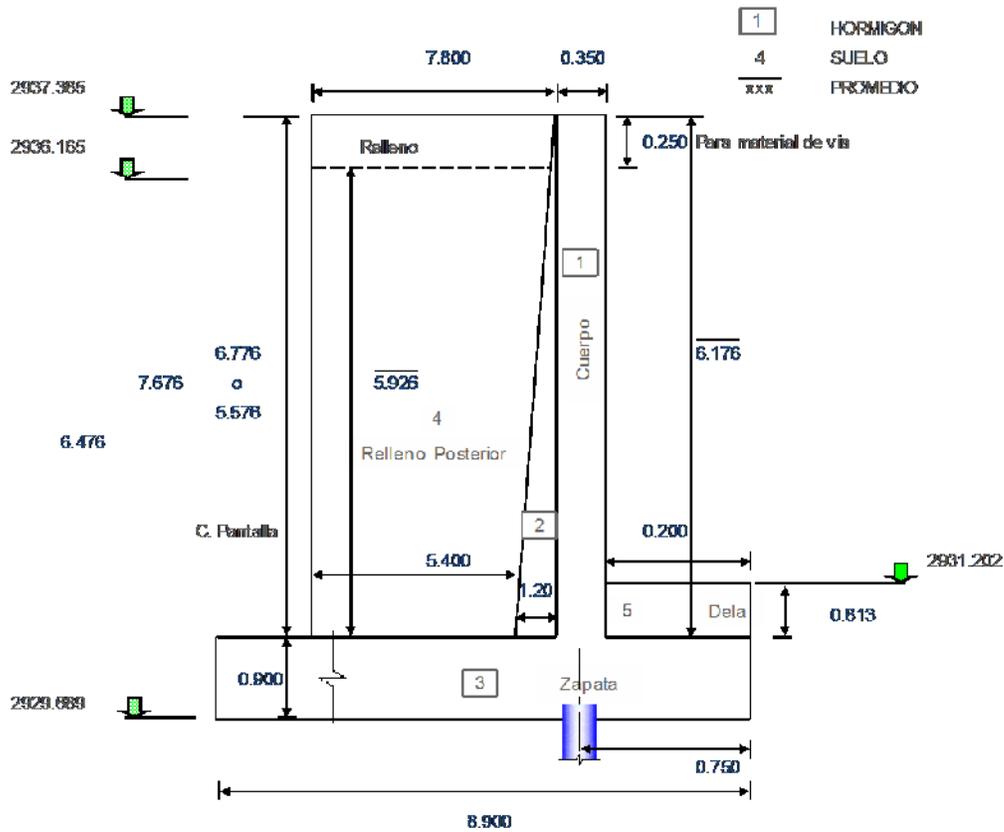
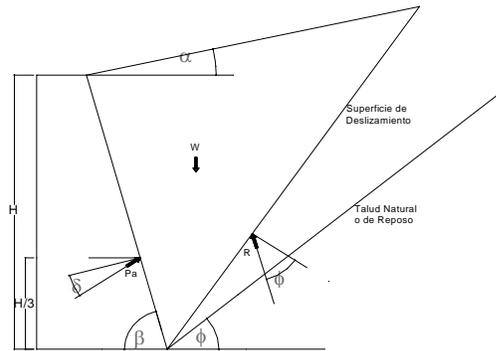


FIG.	F _{verticales} Peso l	F _{horizontales} i	X m	Y m	M _e tm	M _v tm
1	77.818		-0.375		-29.182	
2	133.402		0.200		26.690	
3	288.960		3.700		1088.932	
4	1056.013		4.300		4540.057	
5	3.310		-0.650		-2.152	
6	77.818		7.775		605.032	
7	133.402		7.200		960.482	
8	3.310		8.050		26.647	
Σ	1773.432	0.000			7195.306	0.000

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote = 0.750
 PRESION DE TIERRAS Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata



- $\gamma \sigma = 1.800 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo
- $\alpha = 0.00^\circ$ Angulo inclinación talud relleno
- $\phi = 32.00^\circ$ Angulo de fricción interna del suelo
- $\beta = 90.00^\circ$ Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- $\delta = 16.00^\circ$ Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir $\delta = \phi / 2$)
- $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo
- $K_p = 3.25$

$K_a =$ Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\beta + \Phi)}{\text{Sen}^2\beta \cdot \text{Sen}(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\Phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\Phi - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta) \cdot \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- $K_a = 0.278$
- $h' = 0.600 \text{ m}$ Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
- $h = 6.826 \text{ m}$ Altura promedio para presión de tierras
- $q_1 = 0.300 \text{ t/m}^2$ Presión por sobrecarga $\gamma \sigma \times K_a \times h'$
- $q_2 = 3.718 \text{ t/m}^2$ Presión máxima para Grupo I $\gamma \sigma \times K_a \times (h' + h)$
- $L_m = 15.000 \text{ m}$ Ancho de presión de tierras.- largo del muro
- $E = \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot h \cdot L_m$
- $E_{a1} = 205.721 \text{ t}$ Empuje de tierras con sobrecarga
- $y_e = 2.445 \text{ m}$ Ubicación de empuje desde eje xx
- $M_{Eo} = 503.077 \text{ tm}$ Momento por presión de tierra
- $E_{p2} = 16.510 \text{ t}$ Empuje de tierras pasiva
- $y_e = 0.204 \text{ m}$ Ubicación de empuje desde eje xx
- $M_{Eo} = 3.374 \text{ tm}$ Momento por presión de tierra

SISMO

- ACELERACION A: (Z) 0.40
- COEFICIENTE DE SITIO S: 1.5
- $E_q = W \times A$ $W =$ Carga muerta (Peso)
- $A = 0.400$
- $K_h = 0.200$

Infraestructura: solo Muro Desde N. Inferior de zapata

FIG.	PESO	y	M = Py	ELEMENTO
1	77.818	3.988	310.337	Pantalla Derecha
2	133.402	2.959	394.691	Pantalla Derecha
3	288.360	0.450	129.762	Zapata
6	77.818	3.988	310.337	Pantalla Izquierda
7	133.402	2.959	394.691	Pantalla Izquierda
6				
Σ	710.798		1539.817	

- $E_q = 0.200 \times 710.80 = 142.160 \text{ t}$
- $h_i = 2.166 \text{ m}$ Altura promedio del muro
- $M_{eq-i} = 307.963 \text{ tm}$

Suelo

METODO DE MONONOBE-OKABE

Presión de tierras sin sobrecarga:

- q2 = 3.418 t/m2 Presión máxima sin sobrecarga
- Ea = 174.963 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga
- Ead = 1/2 γ h² (1 - Kv) Kad a
- Kad = Coeficiente sismica de presión activa

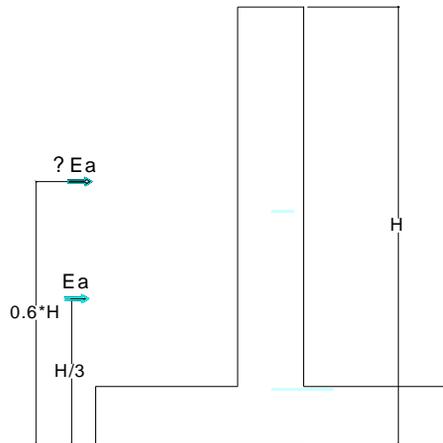
$$Kad = \frac{\text{Sen}^2 (\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos } \theta' * \text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \theta' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\Phi + \delta) * \text{Sen} (\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta - \theta') * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

Ead Fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

$$\theta' = \text{Arctg} \left(\frac{Kh}{1 - Kv} \right)$$

- Kh = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal
- Kv = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)
- Kh/(1-Kv)= 0.200
- θ' = Arc tg (0.200)
- θ' = 11.310 °
- α = 0.000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno
- φ = 32.000 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.000 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.000 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
- Kad = 0.422
- Ead = 265.174 t Empuje de tierras
- ΔEad = 90.211 t Incremento dinámico de empuje
- MEad = $Ea * \frac{h}{3} + \Delta Eae * (h * 0.6)$ Momento por el Metodo de Mononobe - Okabe
- MEad = 767.567 tm

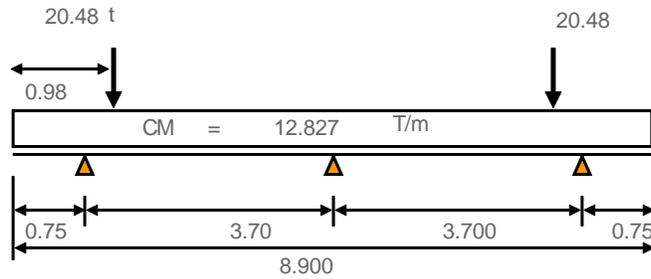


Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	142.160	307.963
METODO DE MONONOBE-OKABE	90.211	767.567
Total	232.371	1075.530

CALCULO A FLEXION

MOMENTOS DEL GRUPO I (CM+CV+E)



Pantallas

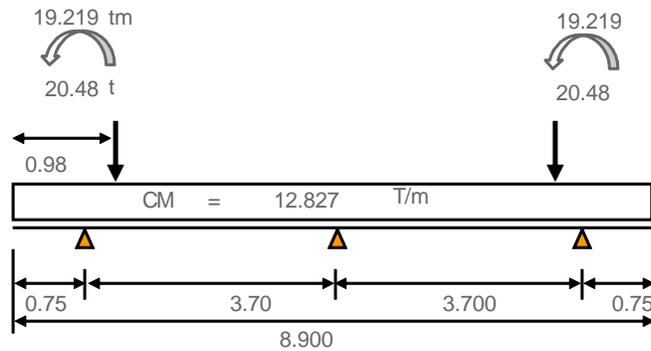
Zapata - Suelo

DIAGRAMA DE MOMENTOS



4.450
7.925
8.150

MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)



Momento de empuje de sismc

Pantallas

Zapata

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Datos obtenidos en el programa sap 2000 v.14

RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	15.000 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	133.500 m ²	Area
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
Ix	=	881.211 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	1,773.432 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
$\sum Me$	=	6,561.698 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

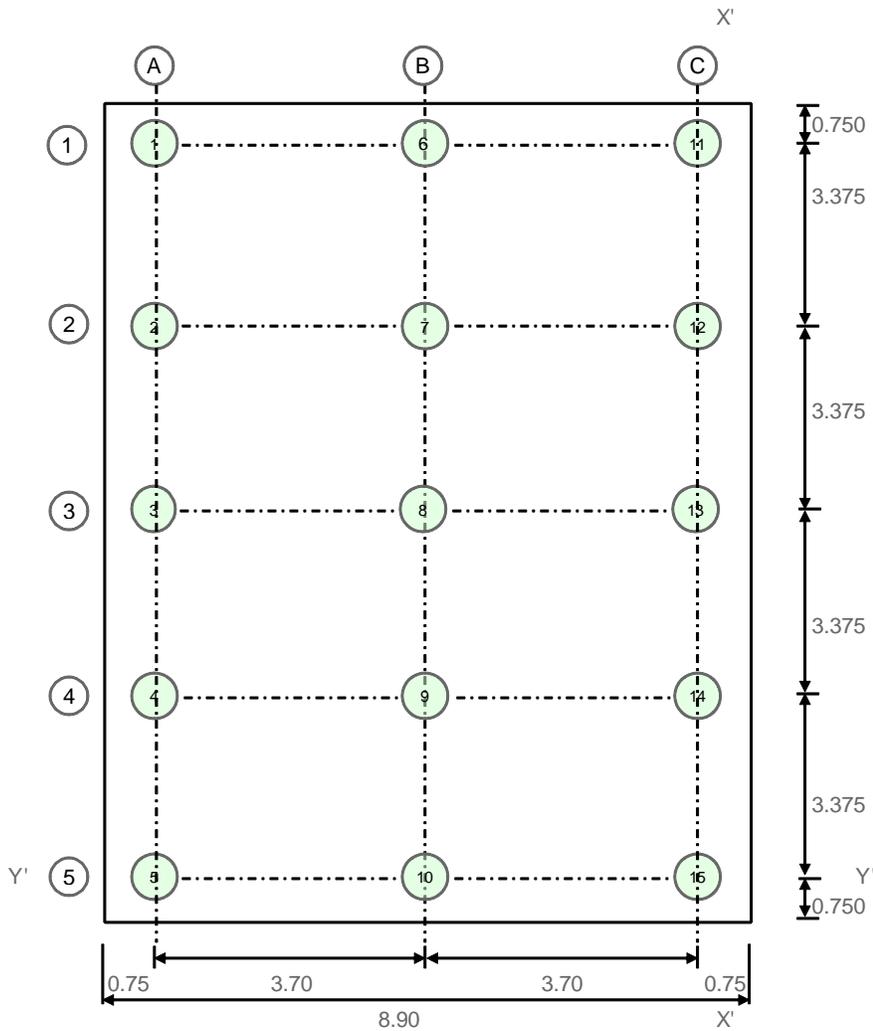
P	=	1,773.432 t		
E	=	142.160 t	Empuje tierras y sismo	
$\sum Me$	=	6,561.698 tm	Momento Estabilizante sin CV	
Mo	=	307.963 tm	Momento de Empuje tierras y sismo	
y	=	3.526 m		
e	=	0.174 m	Excentricidad con respecto al c. g. zapata	
M	=	307.963 tm		

Diseñamos con el caso mas critico para nuestro caso (VII)

ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

DATOS DE PILOTES		Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p	=	800.00 mm	800.00 mm
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=	199.00 t	199.00 t
CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA P_f	=	0.00 t	0.00 t
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE PI	=	2919.00 m	2919.00 m
COTA DE ZAPATA	=	2929.69 m	2929.69 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=	10.69 m	10.69 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=	15	15
CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES			



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	Igp No x (dp) ²
A	5	1,2,3,4,5	7.400	37.000	-3.700	68.450
B	5	6,7,8,9,10	3.700	18.500	0.000	0.000
C	5	11,12,13,14,15	0.000	0.000	3.700	68.450
Σ	15			55.500		136.900

$$Y_p = \frac{55.5}{15} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 136.900 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	Igp ² No x (dp) ²
1	3	1,6,11	13.500	40.500	6.750	136.688
2	3	2,7,12	10.125	30.375	3.375	34.172
3	3	3,8,13	6.750	20.250	0.000	0.000
4	3	4,9,14	3.375	10.125	-3.375	34.172
5	3	5,10,15	0.000	0.000	-6.750	136.688
Σ	15			101.250		341.719

$$Y_p = \frac{101.3}{15} = 6.750 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 341.719 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

GRUPO VII

$$Y_x = 3.700 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.000 \text{ m}$$

$$P_i = 1773.432 \text{ t}$$

$$M_x = 0.000 \text{ tm}$$

$$M_x/I_{gpx} = 0.000$$

$$P_p = \text{Carga en cada pilote}$$

$$P_p = P/N \pm M dp / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 142.160 \text{ t} \quad \text{Carga sísmica total: superestructura + estribo}$$

$$M_{eq} = 307.963 \text{ tm} \quad \text{Momento sísmico total: superestructura + estribo}$$

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

$$E_q = 42.648 \text{ t}$$

$$M_{eqy} = 92.389 \text{ tm}$$

$$M_y/I_{gpy} = 0.270$$

$$Y_x = 3.526 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.174 \text{ m}$$

$$P_i = 1773.432 \text{ t}$$

$$M_x = 307.963 \text{ tm}$$

$$M_x/I_{gpx} = 2.250$$

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	5	1,2,3,4,5	-3.700	118.229	109.905
B	5	6,7,8,9,10	0.000	118.229	118.229
C	5	11,12,13,14,15	3.700	118.229	126.552

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	3	1,6,11	6.750	1.825
2	3	2,7,12	3.375	0.912
3	3	3,8,13	0.000	0.000
4	3	4,9,14	-3.375	-0.912
5	3	5,10,15	-6.750	-1.825

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	111.730	9	117.316
2	110.818	10	116.404
3	109.905	11	128.377
4	108.993	12	127.465
5	108.080	13	126.552
6	120.054	14	125.640
7	119.141	15	124.727
8	118.229		

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ESTRIBO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	Grupo VII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
IZQ. (A)	118.23	111.73	199.00	264.67
CEN. (B)	118.23	118.23	199.00	264.67
DER. (C)	118.23	128.38	199.00	264.67

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

CIMENTACION Diseñamos para el Grupo VII

DATOS DE CIMENTACION

Lc = 15.000 m Longitud del cimentacion

hz = 0.900 m Altura de zapata

ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión

d = 0.700 m Altura efectiva en flexión

e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes

n = 0 pil. Numero de Pilotes

b = 8.90 Ancho de la cimentacion

A = 133.500 m2 Area total para flexión A = b x Lc

fu = 1.400

Armadura:

f'c = 280 kg/cm2

Fy = 4,200 kg/cm2

b = 890.00 cm

hz = 90.00 cm

ri = 20.00 cm

d = 70.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}} * \frac{f'c}{F_y} * b * d}{1.18}$$

ρ mín .- En función del momento de agrietamiento

M	Mu	Asmin	Ascal	1.33Ascal	Asdefin.
tm	tm	cm2	cm2	cm2	cm2/m
22.08	30.91	207.67	11.70	15.56	15.56
25.75	36.05	207.67	13.65	18.16	18.16

22.08
25.75

Usamos:

1 Ø 20 mm a 0,20 m Superior 15.71 cm2/m

1 Ø 22 mm a 0,20 m Inferior 19.01 cm2/m

ρt = 0.0018 b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)

Ast = 12.60 cm2/m 1/3 4.20 cm2/m

Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inferior-superior 4.52 cm2/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a -a

Vaa = 43.170

Vuaa = 60.44 t

$vu = \frac{Vu}{\phi * b * d}$ φ = 0.85

vu = 7.11 kg/cm2 > vu OK

Chequeamos el corte en la sección b -b (A una distancia d)

Vbb = 13.710 t Corte en la sección aa

Vubb = 19.19 t Corte último en sección aa

$vu = \frac{Vu}{\phi * b * d}$

vu = 3.23 kg/cm2 Esfuerzo cortante en la sección aa

$vc = 0.53 \sqrt{f'c}$

vc = 8.87 kg/cm2 > vu OK

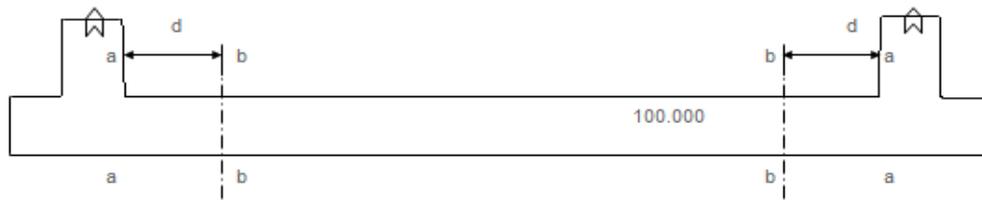
Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

Vcc = 35.160 t Corte en en centro

Vucc = 49.22 t Corte último en el centro

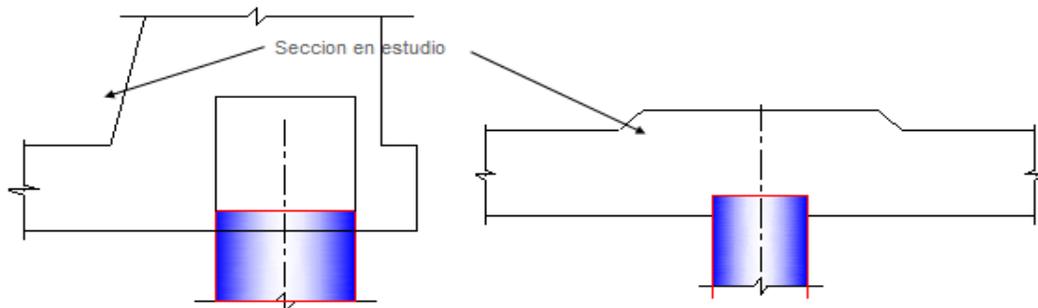
$vu = \frac{Vu}{\phi * b * d}$

vu = 8.27 kg/cm2 > vu OK



Los cortes en los puntos anteriores necesitan un peralte en la seccion a - a de 1.4 para que el corte me satisfaga Y en centro de la viga se necesita un peralte de 1.10 metros, por lo q en ese sector se incrementa el peralte de la zapata

Pero la seccion en estudio se encuentra ubicado en la parte inferior de la pantalla, como se indica en la figura



CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

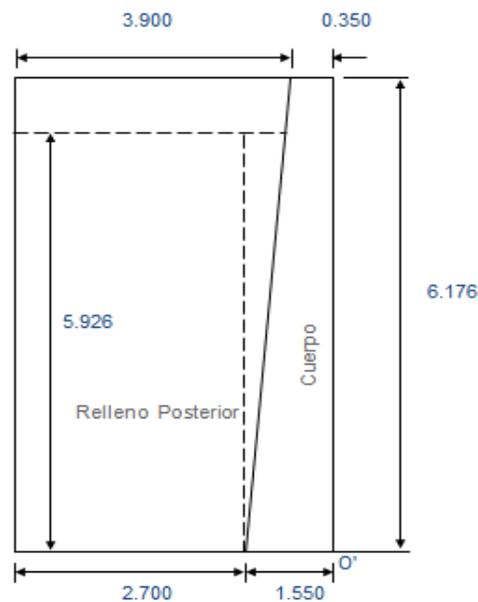
a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 15.00 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	5.188	0.175	0.908
2	8.893	0.750	6.670
3	6.400	1.150	7.360
Σ	20.481		14.938



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 5.926 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 3.267 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 10.571 t Empuje de tierras
- y_e = 2.142 m Ubicación de empuje
- M_{vo}' = 22.640 tm Momento por presión de tierras

COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PANTALLA

- d = $\sqrt{\frac{M_{uv}}{\phi * R_u * b}}$
- f_u = 1.700
- M_{uv} = 38.488
- R_u = 52.930 Kg/cm²
- d = 28.424

SISMO

Muro

FIG.	PESO	y	Mv = Py
1	5.188	3.088	16.020
2	8.893	2.059	18.309
3			
Σ	14.081		34.329

- A = 0.400 Aceleración del sitio.
- K_h = 0.200 Aceleración horizontal
- S = 1.500 Coeficiente de sitio
- W = 14.081 t Peso
- y = 2.438 m Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
- E_Q = 14.081 x 0.200 = 2.816 t
- M_{eq-i} = 6.866 tm

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- h = 5.926 m
- a = 1.000 m
- K_a = 0.278 Coeficiente de empuje activo
- K_{ad} = 0.422 Coeficiente sísmica de presión activa
- K_h = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal
- K_v = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)

Presión de tierras sin sobrecarga:

- q_2 = 2.967 t/m² Presión máxima sin sobrecarga
- E_a = 8.791 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga
- E_{ad} = $1/2 \gamma_s H^2 (1 - K_v) K_{ae} a$
- E_{ad} = 13.324 t
- ΔE_{ad} = 4.533 t
- M_{ead} = 33.482 tm

Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	2.816	6.866
Método de Mononobe - Okabe	13.324	33.482
Total	16.140	40.348

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

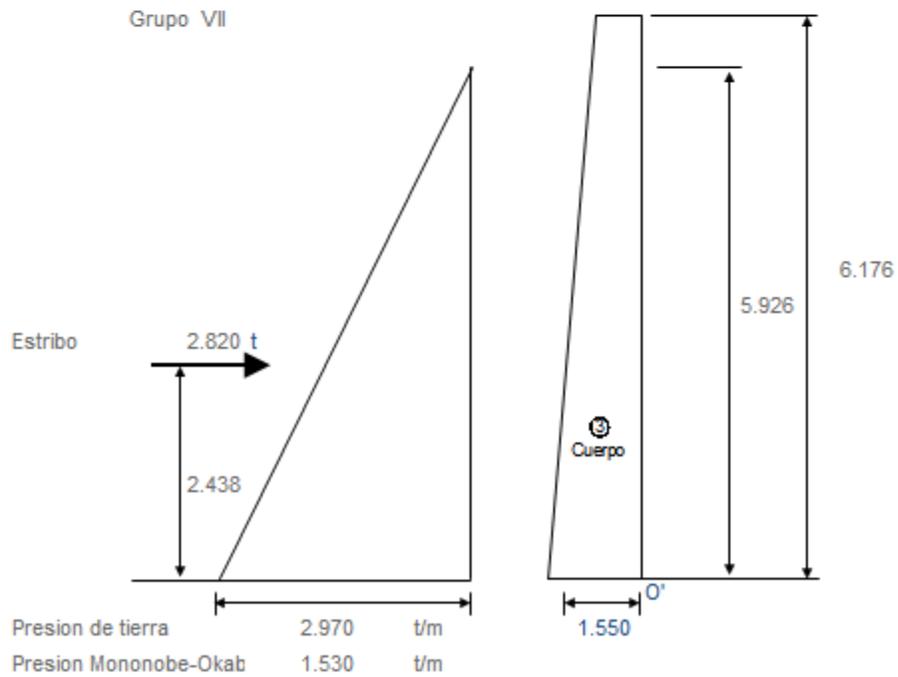
- fu = 1.70 Grupo I
- fu = 1.40 Grupo VII

Armadura:

- fc = 280 kg/cm²
- Fy = 4,200 kg/cm²
- b = 100.00 cm
- h = 155.00 cm
- r = 7.00 cm
- d = 148.00 cm

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.38 \cdot Mu}{\phi \cdot d^2 \cdot b \cdot fc}}}{1.18} \cdot \frac{fc \cdot b \cdot d}{Fy}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm ²	Ascal cm ²
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
1.246	0.908	0.57	0.23	0.33	52.21	17.40	0.06
2.492	1.816	2.26	1.88	2.63	76.42	25.47	0.47
<u>3.738</u>	2.724	7.91	6.34	8.88	100.63	33.54	1.59
4.551	3.316	10.36	13.74	19.23	116.42	38.81	3.44
5.363	3.908	13.30	23.32	32.65	132.21	44.07	5.86
6.176	4.500	16.72	35.48	49.67	148.00	49.33	8.93

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c * b * d}{F_y}$$

1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ² /m	ACERO		
0.000	0.00	1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	5.65 cm ² /m
0.078	0.08	1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	5.65 cm ² /m
0.626	0.63	1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	5.65 cm ² /m
2.113	2.11	1 Ø 12 mm a 0,20 m	Contacto suelo	5.65 cm ² /m
4.581	4.58	1 Ø 16 mm a 0,20 m + 1 Ø 12 mm a 0,20 m	Contacto suelo	15.70 cm ² /m
7.789	7.79	1 Ø 16 mm a 0,20 m + 1 Ø 12 mm a 0,20 m	Contacto suelo	15.70 cm ² /m
11.873	11.87	1 Ø 16 mm a 0,20 m + 1 Ø 12 mm a 0,20 m	Contacto suelo	15.70 cm ² /m

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρt

ρtem = 0.002 a).- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con Fy no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

Ast =	19.00 cm ² /m	2/3	12.67 cm ² /m	Ext.
	19.00 cm ² /m	1/3	6.33 cm ² /m	Int.
	1 Ø 18 mm a 0,20 m	Exterior	12.72 cm ² /m	Ext.
	1 Ø 14 mm a 0,20 m	Interior	7.70 cm ² /m	Int.

Corte:

V =	16.716 t	Grupo VII	
Vu =	23.402 t		
vu =	1.86 ka/cm ²		
vc =	0.53 √f'c		
vc =	8.87 kg/cm ²	> vu	OK

DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

Ht	=	142.160 t	Fuerza horizontal total
Ff	=	88.672 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
Fp	=	53.488 t	Fuerza lateral en pilotes
Np	=	15	Número de pilotes.
Hpy	=	3.566 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
Hpx	=	2.843 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
Hp	=	4.561 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
he	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
Mp	=	11.402 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

Pf	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
Pp	=	128.377 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.089 m	
ϕ_p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
Ag	=	5,026.55 cm ²	
Asmín	=	50.27 cm ²	1% de Ag.
Usamos:		16 ϕ	25 mm Armadura longitudinal principal
As	=	78.5 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

f'c	=	280.00 kg/cm ²
Fy	=	4,200.00 kg/cm ²
c bal	=	43.291 cm
e bal	=	0.282 m
ϕ	=	0.75
Pu bal	=	553.049 t
Pu o	=	961.027 t

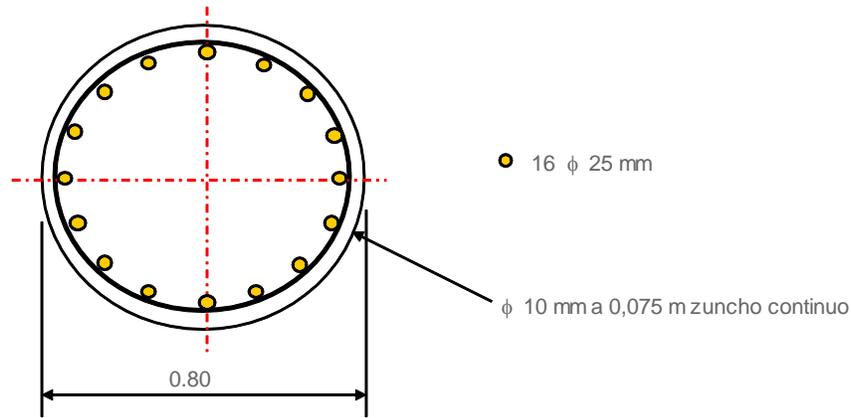
Resultados:

c	=	67.500 cm
Pu	=	750.791 t
Mu	=	66.478 tm
e	=	0.089 m

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

$$F_s = 5.848$$

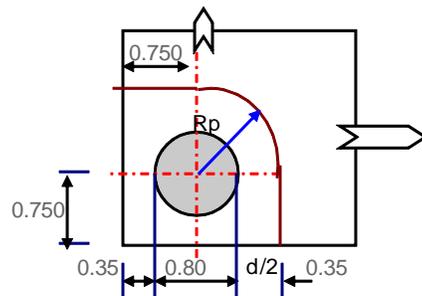
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo ϕ 10 mm a 0,075 m



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

d =	0.700 m	Peralte efectivo.
Pp =	128.377 t	Carga del pilote.
fu =	1.700	Factor mayoración
Ppu =	218.241 t	Calga última del pilote



Rp =	0.750 m	Radio de punzonamiento
lp =	2.678 m	Longitud para punzonamiento.
Ap =	18,746.68 cm ²	Area resistente al punzonamiento
vu =	$\frac{11.64}{\sqrt{f'c}}$ kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
vc =	$\sqrt{f'c}$	Esfuerzo admisible del concreto.
vc =	16.73 kg/cm ²	

ANEXO 3.9.5 DISEÑO DE MUROS (Muro “3” Occidental y Oriental L=15 m.)

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

Cálculo: Juan Carlos Quilumba
Jhonny Quintana

SUPERESTRUCTURA: Long: 40.00 nov-10

SEGUNDA ALTERNATIVA: Diseño estructural en acero

CARRETERA: Escalon 1 PROVINCIA: PICHINCHA
CANTON: QUITO

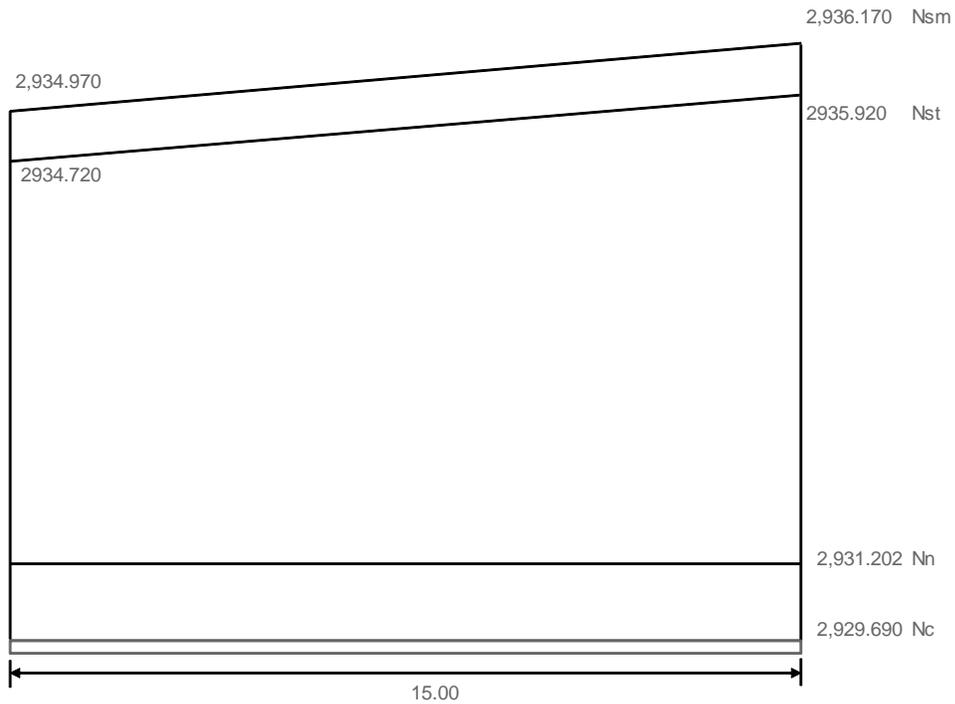
MUROS

DATOS:

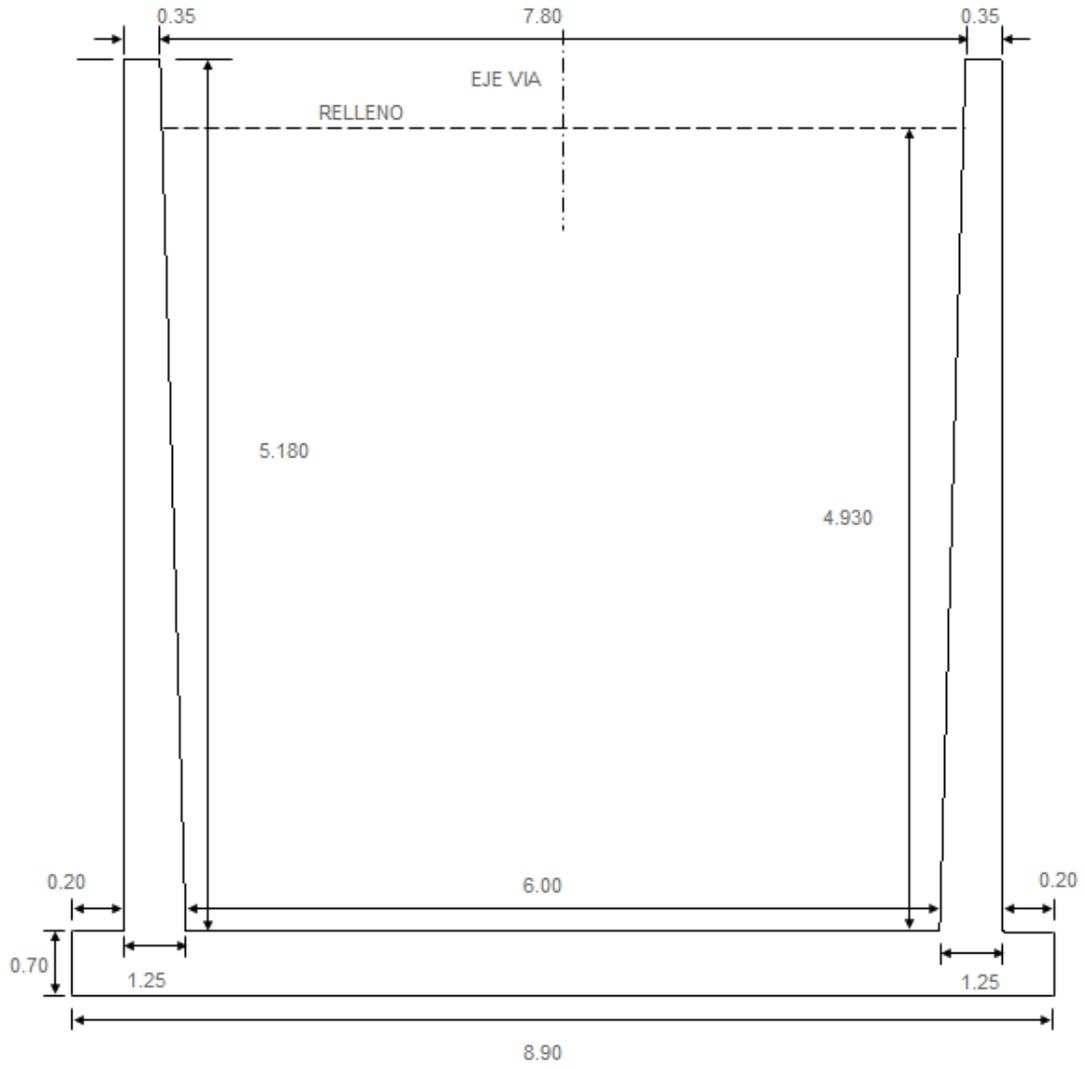
Lm =	15.00 m	Largo del muro
Nsm1 =	2,936.17 m	Nivel superior muro 1
Nsm2 =	2,934.97 m	Nivel superior muro 2
Nst1 =	2,935.92 m	Nivel superior tierra 1
Nst2 =	2,934.72 m	Nivel superior tierra 2
Nc =	2,929.69 m	Cota cimentación de Zapata
Pls =	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli =	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nn =	2,931.20	Nivel natural del terreno
f'c =	280.00 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy =	4,200.00 kg/cm ²	Limite de fluencia del acero de refuerzo

4.7.3.1. GEOMETRIA

ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



MURO + RELLENO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	5.180	0.350	15.000	2.400	1
2	Pantalla Derecha	5.180	0.900	15.000	2.400	0.50
3	Zapata	0.700	8.900	15.000	2.400	1
4	Relleno Posterior	4.930	6.900	15.000	1.800	1
5	Relleno Delantero	0.812	0.200	15.000	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	5.180	0.350	15.000	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	5.180	0.900	15.000	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	0.812	0.200	15.000	1.800	1

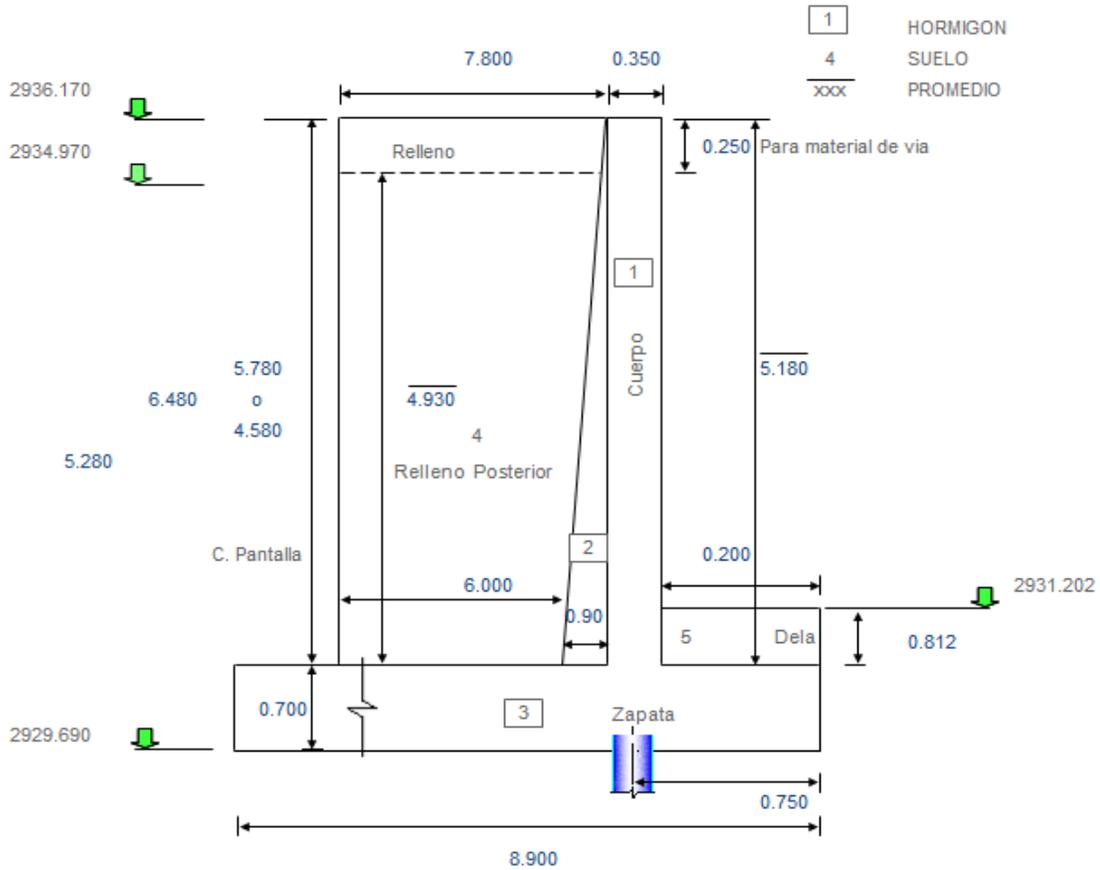
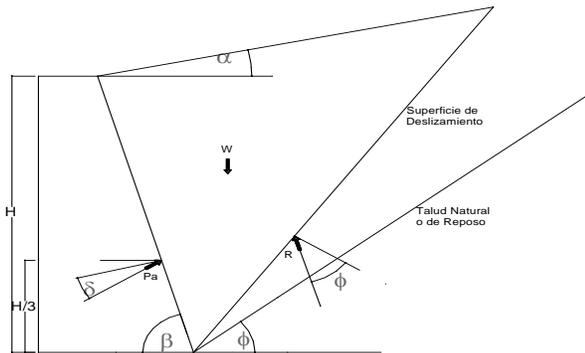


FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	65.268		-0.375		-24.476	
2	83.916		0.100		8.392	
3	224.280		3.700		829.836	
4	918.459		4.150		3811.605	
5	4.385		-0.650		-2.850	
6	65.268		7.775		507.459	
7	83.916		7.300		612.587	
8	4.385		8.050		35.298	
Σ	1449.877	0.000			5777.850	0.000

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote = 0.750
 PRESION DE TIERRAS Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata



- $\gamma \sigma$ = 1.800 t/m3 Peso específico del suelo
- α = 0.00 ° Angulo inclinación talud relleno
- ϕ = 32.00 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.00 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.00 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)
- K_p = $\text{tag}^2 (45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo
- K_p = 3.25

K_a = Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2 (\beta + \Phi)}{\text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\Phi + \delta) * \text{Sen} (\Phi - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta) * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- K_a = 0.278
- h' = 0.600 m Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
- h = 5.630 m Altura promedio para presión de tierras
- q_1 = 0.300 t/m2 Presión por sobrecarga $\gamma \sigma \times Ka \times h'$
- q_2 = 3.119 t/m2 Presión máxima para Grupo I $\gamma \sigma \times Ka \times (h' + h)$
- L_m = 15.000 m Ancho de presión de tierras.- largo del muro
- E = $\frac{q_1 + q_2}{2} * h * L_m$
- E_{a1} = 144.392 t Empuje de tierras con sobrecarga
- y_e = 2.042 m Ubicación de empuje desde eje xx
- M_{Eo} = 294.780 tm Momento por presión de tierra
- E_{p2} = 28.970 t Empuje de tierras pasiva
- y_e = 0.271 m Ubicación de empuje desde eje xx
- M_{Eo} = 7.841 tm Momento por presión de tierra

SISMO

- ACELERACION A: (Z) 0.40
- COEFICIENTE DE SITIO S: 1.5
- E_q = $W \times A$ W = Carga muerta (Peso)
- A = 0.400
- K_h = 0.200

Infraestructura: solo Muro		Desde N. Inferior de zapata		
FIG.	PESO	y	M = Py	ELEMENTO
1	65.268	3.290	214.732	Pantalla Derecha
2	83.916	2.427	203.636	Pantalla Derecha
3	224.280	0.350	78.498	Zapata
6	65.268	3.290	214.732	Pantalla Izquierda
7	83.916	2.427	203.636	Pantalla Izquierda
6				
Σ	522.648		915.234	

- E_q = 0.200 x 522.65 = 104.530 t
- h_i = 1.751 m Altura promedio del muro
- M_{eq-i} = 183.047 tm

Suelo

METODO DE MONONOBE-OKABE

Presión de tierras sin sobrecarga:

- q2 = 2.819 t/m2 Presión máxima sin sobrecarga
- Ea = 119.023 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga
- Ead = 1/2 γ h² (1 - Kv) Kad a
- Kad = Coeficiente sísmica de presión activa

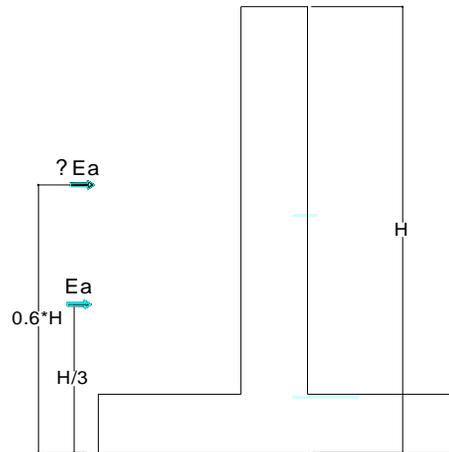
$$Kad = \frac{\text{Sen}^2 (\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos} \theta' * \text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \theta' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\Phi + \delta) * \text{Sen} (\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta - \theta') * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

Ead Fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

$$\theta' = \text{Arctg} \left(\frac{Kh}{1 - Kv} \right)$$

- Kh = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal
- Kv = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)
- Kh/(1-Kv)= 0.200
- θ' = Arc tg (0.200)
- θ' = 11.310 °
- α = 0.000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno
- φ = 32.000 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.000 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.000 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
- Kad = 0.422
- Ead = 180.391 t Empuje de tierras
- ΔEad = 61.368 t Incremento dinámico de empuje
- MEad = $Ea * \frac{h}{3} + \Delta Eae * (h * 0.6)$ Momento por el Metodo de Mononobe - Okabe
- MEad = 430.668 tm



Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	104.530	183.047
METODO DE MONONOBE-OKABE	61.368	430.668
Total	165.898	613.715

RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	15.000 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	133.500 m ²	Area
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
Ix	=	881.211 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	1,449.877 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
ΣMe	=	5,364.543 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

P	=	1,449.877 t		
E	=	104.530 t	Empuje tierras y sismo	Diseñamos con el caso mas critico para nuestro caso (VII)
ΣMe	=	5,364.543 tm	Momento Estabilizante sin CV	
Mo	=	183.047 tm	Momento de Empuje tierras y sismo	
y	=	3.574 m		
e	=	0.126 m	Excentricidad con respecto al c. g. zapata	
M	=	183.047 tm		

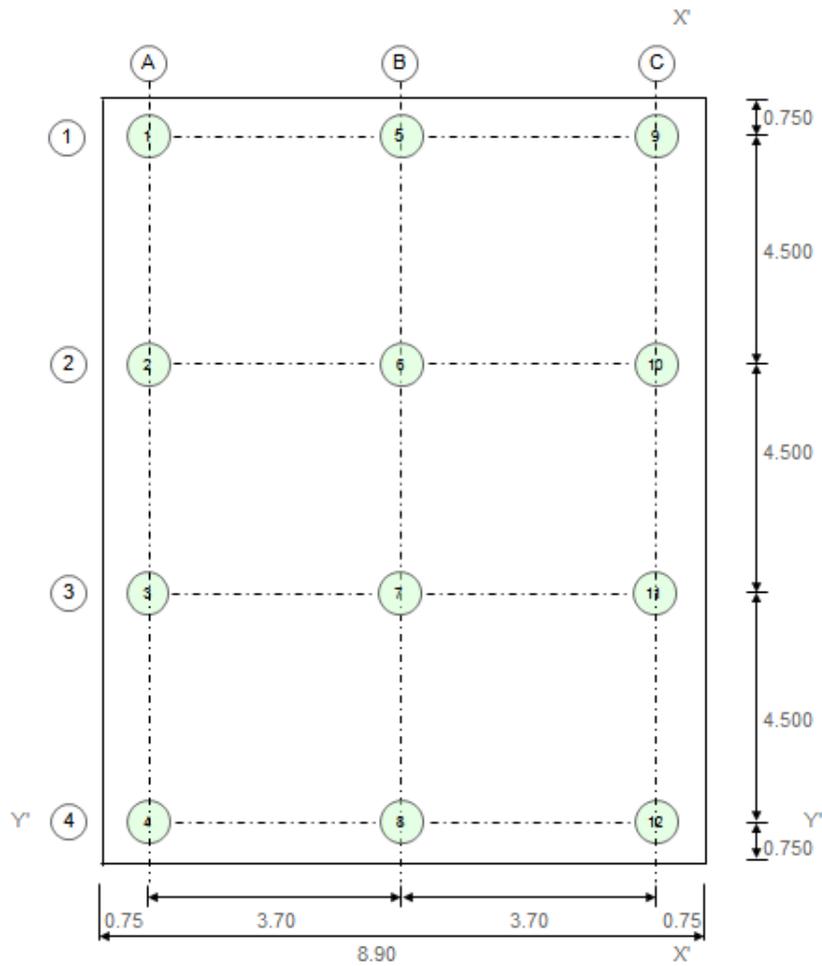
ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

PILOTES

DATOS DE PILOTES		Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p	=	800.00 mm	800.00 mm
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=	58.69 t	58.69 t
CARGA POR FRICCION NEGATIVA P_f	=	0.00 t	0.00 t
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE P	=	2922.00 m	2922.00 m
COTA DE ZAPATA	=	2929.69 m	2929.69 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=	7.69 m	7.69 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=	12	12

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx d_x	No $\times d_x$	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES d_p	I_{gp} No $\times (d_p)^2$
A	4	1,2,3,4	7.400	29.600	-3.700	54.760
B	4	5,6,7,8	3.700	14.800	0.000	0.000
C	4	9,10,11,12	0.000	0.000	3.700	54.760
Σ	12			44.400		109.520

$$Y_p = \frac{44.4}{12} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 109.520 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy d_y	No $\times d_y$	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES d_p	I_{gp} No $\times (d_p)^2$
1	3	1,5,9	13.500	40.500	6.750	136.688
2	3	2,6,10	9.000	27.000	2.250	15.188
3	3	3,7,11	4.500	13.500	-2.250	15.188
4	3	4,8,12	0.000	0.000	-6.750	136.688
Σ	12			81.000		303.750

$$Y_p = \frac{81.0}{12} = 6.750 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 303.750 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

GRUPO VII

$$Y_x = 3.700 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.000 \text{ m}$$

$$P_i = 1449.877 \text{ t}$$

$$M_x = 0.000 \text{ tm}$$

$$M_x/I_{gpx} = 0.000$$

$$P_p = \text{Carga en cada pilote}$$

$$P_p = P/N \pm M \cdot d_p / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 104.530 \text{ t}$$

Carga sísmica total: superestructura + estribo

$$M_{eq} = 183.047 \text{ tm}$$

Momento sísmico total: superestructura + estribo

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y .

$$E_q = 31.359 \text{ t}$$

$$M_{eqy} = 54.914 \text{ tm}$$

$$M_y/I_{gpy} = 0.181$$

$$Y_x = 3.574 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.126 \text{ m}$$

$$P_i = 1449.877 \text{ t}$$

$$M_x = 183.047 \text{ tm}$$

$$M_x/I_{gpx} = 1.671$$

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	4	1,2,3,4	-3.700	120.823	114.639
B	4	5,6,7,8,	0.000	120.823	120.823
C	4	9,10,11,12	3.700	120.823	127.007

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	3	1,5,9	6.750	1.220
2	3	2,6,10	2.250	0.407
3	3	3,7,11	-2.250	-0.407
4	3	4,8,12	-6.750	-1.220

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	115.859	9	128.227
2	115.046	10	127.414
3	114.232	11	126.600
4	113.419	12	125.787
5	122.043		
6	121.230		
7	120.416		
8	119.603		

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ESTRIBO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	Grupo VII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
IZQ. (A)	120.82	115.86	58.69	78.06
CEN. (B)	120.82	122.04	58.69	78.06
DER. (C)	120.82	128.23	58.69	78.06

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

CIMENTACION Diseñamos para el Grupo VII

DATOS DE CIMENTACION

Lc = 15.000 m Longitud del cimentacion

hz = 0.700 m Altura de zapata

ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión

d = 0.500 m Altura efectiva en flexión

e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes

n = 0 pil. Numero de Pilotes

b = 8.90 Ancho de la cimentacion

A = 133.500 m² Area total para flexión A = b x Lc

fu = 1.400

Armadura:

f'c = 280 kg/cm²

Fy = 4,200 kg/cm²

b = 890.00 cm

hz = 70.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{F_y} * b * d$$

ri = 20.00 cm

d = 50.00 cm

ρ min .- En función del momento de agrietamiento

M	Mu	Asmin	Ascal	1.33Ascal	Asdefin.
tm	tm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m
16.83	23.56	148.33	12.50	16.62	16.62
16.47	23.06	148.33	12.23	16.27	16.27

Usamos:

1 Ø 22 mm a 0,20 m Superior 19.01 cm²/m

1 Ø 22 mm a 0,20 m Superior 19.01 cm²/m

ρt = 0.0018 b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)

Ast = 9.00 cm²/m 1/3 3.00 cm²/m

Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inferior-superior 4.52 cm²/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a -a

Vaa = 22.150

Vuaa = 31.01 t

vu = $\frac{Vu}{\phi * b * d}$ φ = 0.85

vu = 3.65 kg/cm² > vu OK

Chequeamos el corte en la sección b -b (A una distancia d)

Vbb = 13.260 t Corte en la sección aa

Vubb = 18.56 t Corte último en sección aa

vu = $\frac{Vu}{\phi * b * d}$

vu = 4.37 kg/cm² Esfuerzo cortante en la sección aa

vc = $0.53 \sqrt{f'c}$

vc = 8.87 kg/cm² > vu OK

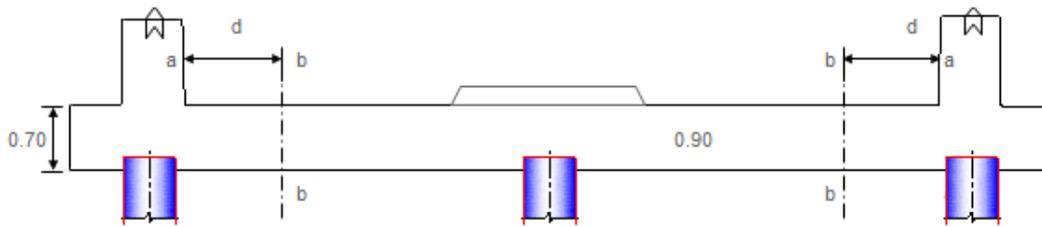
Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

Vcc = 26.600 t Corte en en centro

Vucc = 37.24 t Corte último en el centro

vu = $\frac{Vu}{\phi * b * d}$

vu = 6.26 kg/cm² > vu OK



CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

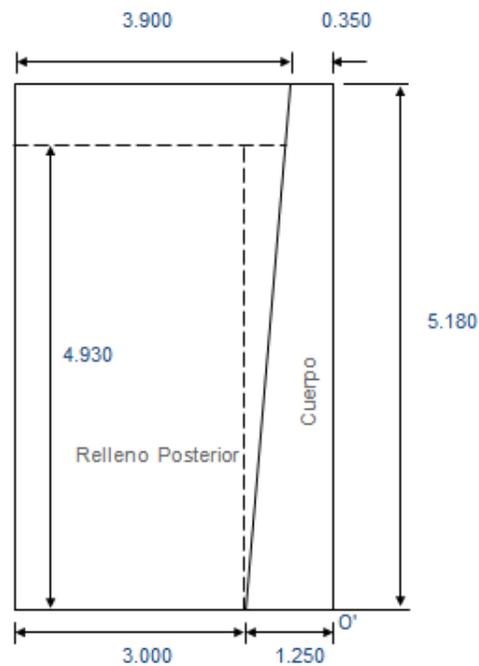
a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 15.00 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	4.351	0.175	0.761
2	5.594	0.650	3.636
3	3.993	0.950	3.794
Σ	13.939		8.191



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- $\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo
- $\phi = 32.000^\circ$ Angulo de fricción interna
- $K_a = 0.278$ Coeficiente de presión activa
- $h' = 0.600 \text{ m}$ Altura de sobrecarga
- $h = 4.930 \text{ m}$ Altura promedio cuerpo del estribo
- $q_1 = 0.300 \text{ t/m}^2$ Presión por sobrecarga
- $q_2 = 2.769 \text{ t/m}^2$ Presión máxima para Grupo I
- $a = 1.000 \text{ m}$ Ancho de presión de tierras
- $E = 7.565 \text{ t}$ Empuje de tierras
- $y_e = 1.804 \text{ m}$ Ubicación de empuje
- $M_{vo'} = 13.649 \text{ tm}$ Momento por presión de tierras

COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PANTALLA

- $d = \sqrt{\frac{M_{uv}}{\phi * R_u * b}}$
- $f_u = 1.700$
- $M_{uv} = 23.204$
- $R_u = 52.930 \text{ Kg/cm}^2$
- $d = 22.070$

SISMO

Muro

FIG.	PESO	y	Mv = Py
1	4.351	2.590	11.270
2	5.594	1.727	9.660
3			
?	9.946		20.929

- $A = 0.400$ Aceleración del sitio.
- $K_h = 0.200$ Aceleración horizontal
- $S = 1.500$ Coeficiente de sitio
- $W = 9.946 \text{ t}$ Peso
- $y = 2.104 \text{ m}$ Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
- $E_Q = 9.946 \times 0.200 = 1.989 \text{ t}$
- $M_{eq-i} = 4.186 \text{ tm}$

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

- $\gamma_s = 1.800 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo
- $h = 4.930 \text{ m}$
- $a = 1.000 \text{ m}$
- $K_a = 0.278$ Coeficiente de empuje activo
- $K_{ad} = 0.422$ Coeficiente sísmica de presión activa
- $K_h = 0.200$ Coeficiente de aceleración horizontal
- $K_v = 0.000$ Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)

Presión de tierras sin sobrecarga:

- $q_2 = 2.468 \text{ t/m}^2$ Presión máxima sin sobrecarga
- $E_a = 6.084 \text{ t}$ Empuje de tierras normal sin sobrecarga
- $E_{ad} = 1/2 \gamma_s H^2 (1 - K_v) K_{ae} a$
- $E_{ad} = 9.221 \text{ t}$
- $\Delta E_{ad} = 3.137 \text{ t}$
- $M_{ead} = 19.278 \text{ tm}$

Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	1.989	4.186
Método de Mononobe - Okabe	9.221	19.278
Total	11.211	23.464

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

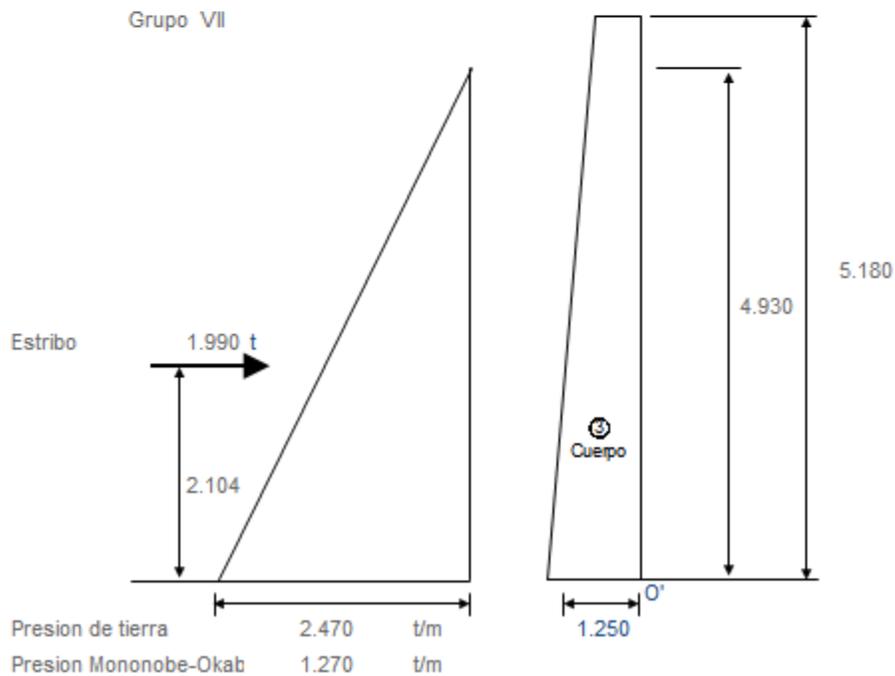
- fu = 1.70 Grupo I
- fu = 1.40 Grupo VII

Armadura:

- fc = 280 kg/cm²
- Fy = 4,200 kg/cm²
- b = 100.00 cm
- h = 125.00 cm
- r = 7.00 cm
- d = 118.00 cm

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * Mu}{\phi * d^2 * b * fc}} * fc * b * d}{1.18 * Fy}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm2	Ascal cm2
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
1.025	0.740	0.38	0.13	0.18	45.81	15.27	0.04
2.050	1.480	1.52	1.04	1.45	63.63	21.21	0.33
3.076	2.221	5.40	3.50	4.90	81.44	27.15	1.10
3.777	2.727	7.14	7.88	11.03	93.63	31.21	2.48
4.479	3.234	9.23	13.60	19.04	105.81	35.27	4.28
1.403	5.180	3.740	11.68	20.91	29.28	118.00	39.33

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M u}{\phi * d^2 * b * f'c}} * f'c}{1.18 * F_y} * b * d$$

1.33Ascal cm2	Asdefin. cm2/m	ACERO
0.000	0.00	1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 4.52 cm2/m
0.054	0.05	1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 4.52 cm2/m
0.433	0.43	1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 4.52 cm2/m
1.463	1.46	1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 4.52 cm2/m
3.296	3.30	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 9.04 cm2/m
5.696	5.70	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 9.04 cm2/m
3.078	8.774	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 9.04 cm2/m

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t

$\rho_{tem} = 0.002$ a).- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con F_y no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

$A_{st} =$	16.00 cm2/m	2/3	10.67 cm2/m	Ext.
	16.00 cm2/m	1/3	5.33 cm2/m	Int.
	1 Ø 18 mm a 0,20 m	Exterior	12.72 cm2/m	Ext.
	1 Ø 12 mm a 0,20 m	Interior	5.65 cm2/m	Int.

Corte:

V =	11.677 t	Grupo VII
Vu =	16.347 t	
vu =	1.54 kn/cm2	
vc =	$0.53 \sqrt{f'c}$	
vc =	8.87 kg/cm2	> vu OK

DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

Ht	=	104.530 t	Fuerza horizontal total
Ff	=	72.494 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
Fp	=	32.036 t	Fuerza lateral en pilotes
Np	=	12	Número de pilotes.
Hpy	=	2.670 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
Hpx	=	2.613 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
Hp	=	3.736 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
he	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
Mp	=	9.339 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

Pf	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
Pp	=	128.227 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.073 m	
φp	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
Ag	=	5,026.55 cm ²	
Asmín	=	50.27 cm ²	1% de Ag.
Usamos:	16	φ	16 mm Armadura longitudinal principal
As	=	32.2 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

f'c	=	280.00 kg/cm ²
Fy	=	4,200.00 kg/cm ²
c bal	=	43.291 cm
e bal	=	0.282 m
φ	=	0.75
Pu bal	=	553.049 t
Pu o	=	961.027 t

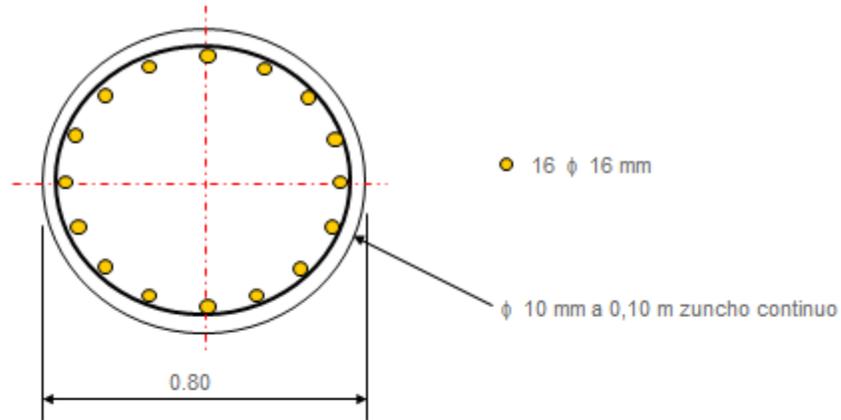
Resultados:

c	=	71.200 cm
Pu	=	794.568 t
Mu	=	58.350 tm
e	=	0.073 m

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

Fs = 6.197

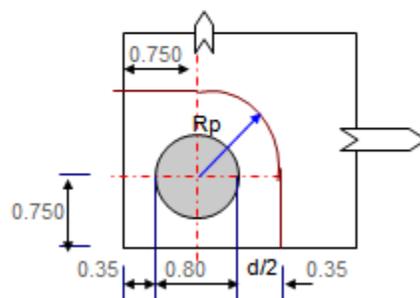
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo φ 10 mm a 0,10 m



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

d	=	0.700 m	Peralte efectivo.
Pp	=	128.227 t	Carga del pilote.
fu	=	1.700	Factor mayoración
Ppu	=	217.987 t	Calga última del pilote



Rp	=	0.750 m	Radio de punzonamiento
lp	=	2.678 m	Longitud para punzonamiento.
Ap	=	18,746.68 cm ²	Area resistente al punzonamiento
vu	=	11.63 kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
vc	=	$\sqrt{f_c}$	
vc	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

ANEXO 3.9.5 DISEÑO DE MUROS (Muro “4” Occidental y Oriental L=15 m.)

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

Cálculo: Juan Carlos Quilumba
Jhonny Quintana

SUPERESTRUCTURA: Long: 40.00 nov-10

SEGUNDA ALTERNATIVA: Diseño estructural en acero

CARRETERA: Escalon 1 PROVINCIA: PICHINCHA
CANTON: QUITO

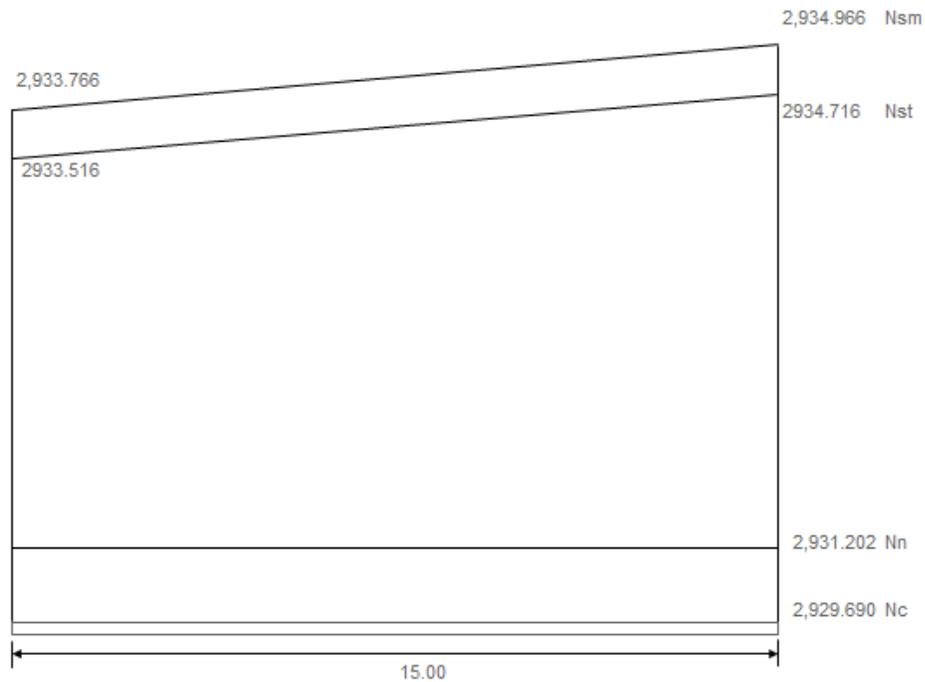
MUROS

DATOS:

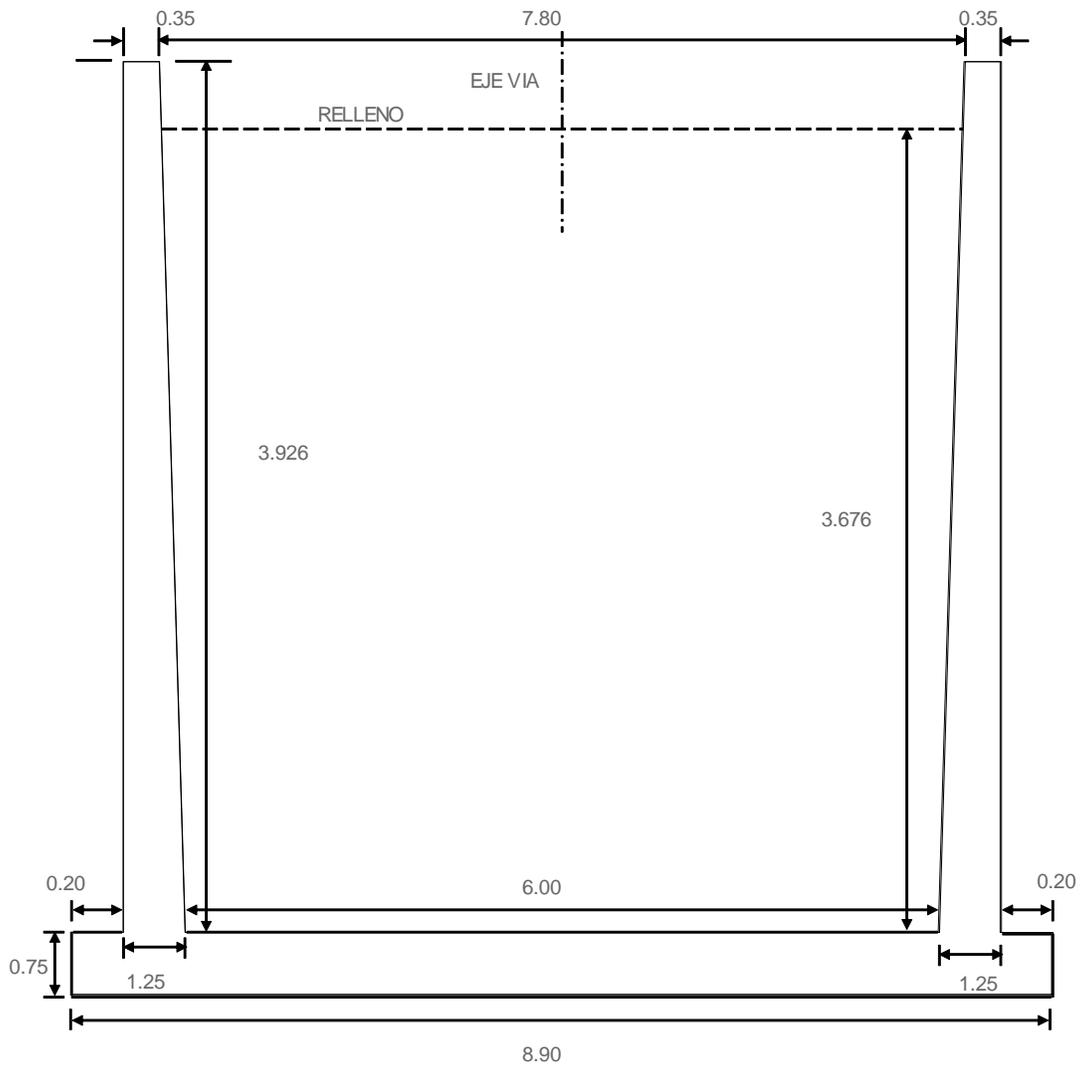
Lm =	15.00 m	Largo del muro
Nsm1 =	2,934.97 m	Nivel superior muro 1
Nsm2 =	2,933.77 m.	Nivel superior muro 2
Nst1 =	2,934.72 m.	Nivel superior tierra 1
Nst2 =	2,933.52 m.	Nivel superior tierra 2
Nc =	2,929.69 m	Cota cimentación de Zapata
Pls =	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli =	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nn =	2,931.20	Nivel natural del terreno
fc =	280.00 kg/cm2	Resistencia del Hormigón
Fy =	4,200.00 kg/cm2	Limite de fluencia del acero de refuerzo

4.7.3.1. GEOMETRIA

ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



MURO + RELLENO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	3.926	0.350	15.000	2.400	1
2	Pantalla Derecha	3.926	0.900	15.000	2.400	0.50
3	Zapata	0.750	8.900	15.000	2.400	1
4	Relleno Posterior	3.676	6.900	15.000	1.800	1
5	Relleno Delantero	0.762	0.200	15.000	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	3.926	0.350	15.000	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	3.926	0.900	15.000	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	0.762	0.200	15.000	1.800	1

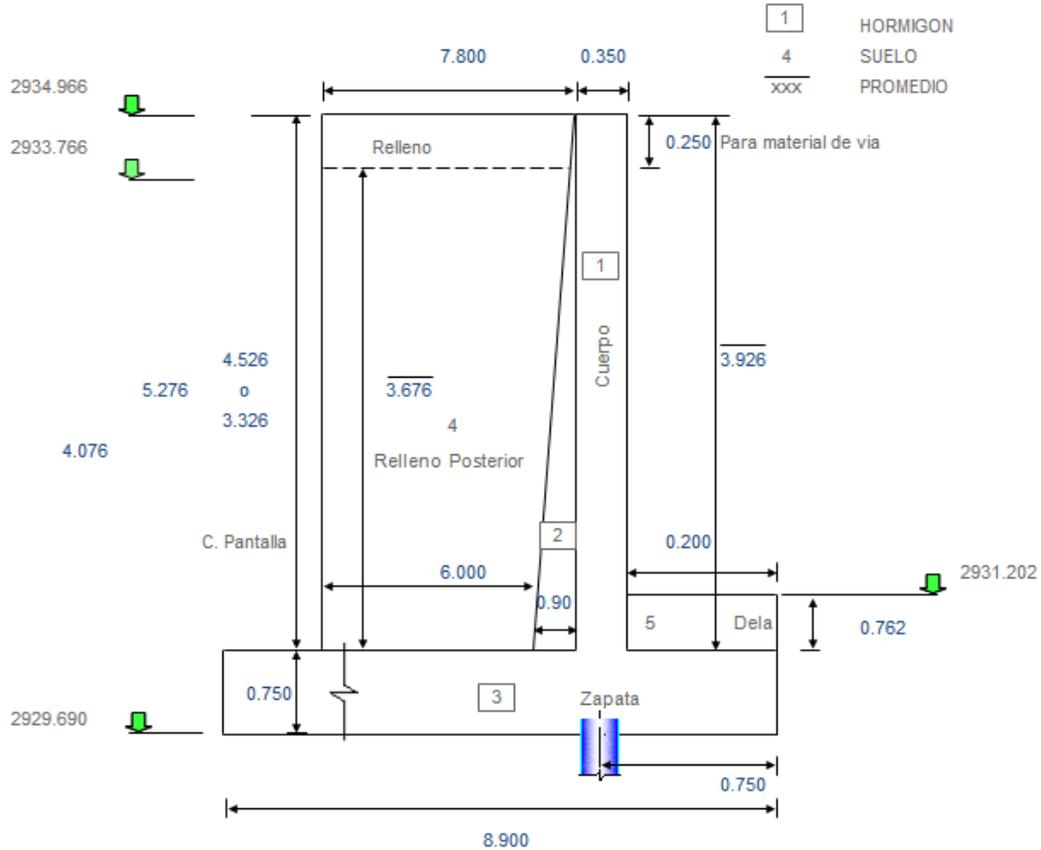
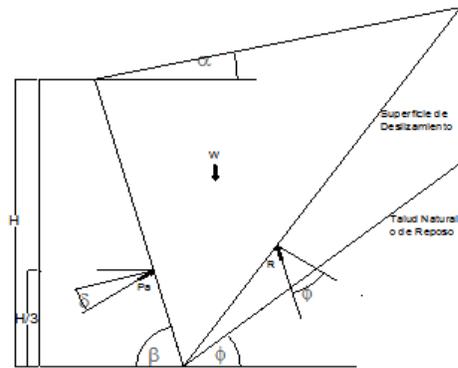


FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	49.468		-0.375		-18.550	
2	63.601		0.100		6.360	
3	240.300		3.700		889.110	
4	684.839		4.150		2842.081	
5	4.115		-0.650		-2.675	
6	49.468		7.775		384.611	
7	63.601		7.300		464.289	
8	4.115		8.050		33.124	
Σ	1159.506	0.000			4598.350	0.000

PRESION DE TIERRAS

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata



- $\gamma \sigma = 1.800 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo
- $\alpha = 0.00^\circ$ Angulo inclinación talud relleno
- $\phi = 32.00^\circ$ Angulo de fricción interna del suelo
- $\beta = 90.00^\circ$ Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- $\delta = 16.00^\circ$ Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)
- $Kp = \text{tag}^2(45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo
- $Kp = 3.25$

$Ka =$ Coeficiente de empuje activo

$$Ka = \frac{\text{Sen}^2(\beta + \Phi)}{\text{Sen}^2\beta * \text{Sen}(\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\Phi + \delta) * \text{Sen}(\Phi - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta) * \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- $Ka = 0.278$
- $h' = 0.600 \text{ m}$ Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
- $h = 4.426 \text{ m}$ Altura promedio para presión de tierras
- $q1 = 0.300 \text{ t/m}^2$ Presión por sobrecarga $\gamma\sigma \times Ka \times h'$
- $q2 = 2.516 \text{ t/m}^2$ Presión máxima para Grupo I $\gamma\sigma \times Ka \times (h' + h)$
- $Lm = 15.000 \text{ m}$ Ancho de presión de tierras.- largo del muro
- $E = \frac{q1+q2}{2} * h * Lm$
- $Ea1 = 93.503 \text{ t}$ Empuje de tierras con sobrecarga
- $ye = 1.633 \text{ m}$ Ubicación de empuje desde eje xx
- $MEo = 152.660 \text{ tm}$ Momento por presión de tierra
- $Ep2 = 25.512 \text{ t}$ Empuje de tierras pasiva
- $ye = 0.254 \text{ m}$ Ubicación de empuje desde eje xx
- $MEo = 6.480 \text{ tm}$ Momento por presión de tierra

SISMO

- ACELERACION A: (Z) 0.40
- COEFICIENTE DE SITIO S: 1.5
- $Eq = W \times A$ $W =$ Carga muerta (Peso)
- $A = 0.400$
- $Kh = 0.200$

Infraestructura: solo Muro

Desde N. inferior de zapata

FIG.	PESO	y	M = Py	ELEMENTO
1	49.468	2.713	134.206	Pantalla Derecha
2	63.601	2.059	130.934	Pantalla Derecha
3	240.300	0.375	90.113	Zapata
6	49.468	2.713	134.206	Pantalla Izquierda
7	63.601	2.059	130.934	Pantalla Izquierda
6				
Σ	466.438		620.391	

- $Eq = 0.200 \times 466.44 = 93.288 \text{ t}$
- $hi = 1.330 \text{ m}$ Altura promedio del muro
- $Meq-i = 124.078 \text{ tm}$

Suelo

METODO DE MONONOBE-OKABE

Presión de tierras sin sobrecarga:

- q2 = 2.216 t/m2 Presión máxima sin sobrecarga
- Ea = 73.559 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga
- Ead = 1/2 γ h² (1 - Kv) Kad a
- Kad = Coeficiente sismica de presión activa

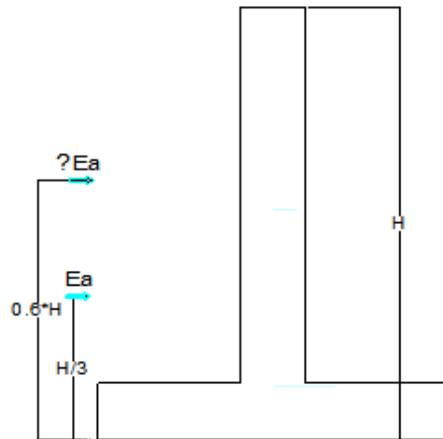
$$Kad = \frac{\text{Sen}^2 (\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos } \theta' * \text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \theta' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\Phi + \delta) * \text{Sen} (\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta - \theta') * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

Ead Fueza activa sismica de la masa de suelo sobre el muro

$$\theta' = \text{Arctg} \left(\frac{Kh}{1 - Kv} \right)$$

- Kh = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal
- Kv = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)
- Kh/(1-Kv)= 0.200
- θ' = Arc tg (0.200)
- θ' = 11.310 °
- α = 0.000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno
- φ = 32.000 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.000 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.000 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
- Kad = 0.422
- Ead = 111.486 t Empuje de tierras
- ΔEad = 37.927 t Incremento dinamico de empuje
- MEad = $Ea * \frac{h}{3} + \Delta Eae * (h * 0.6)$ Momento por el Metodo de Mononobe - Okabe
- MEad = 209.243 tm

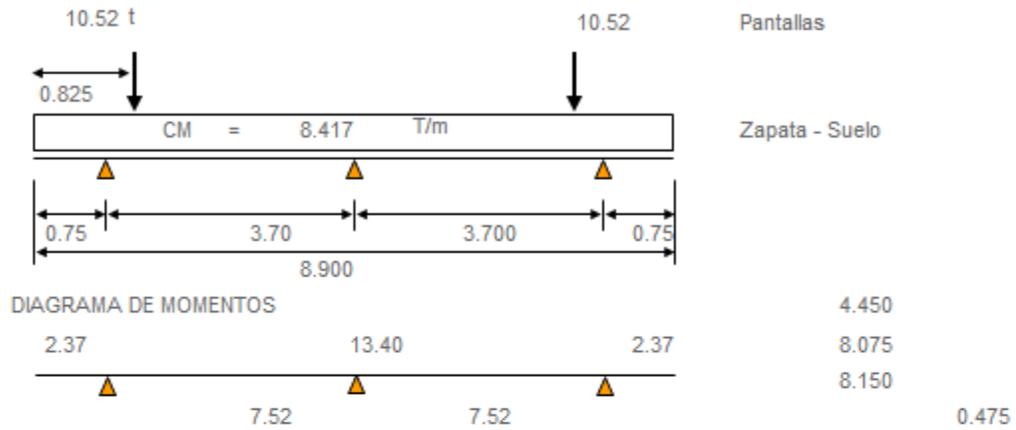


Total: sismo

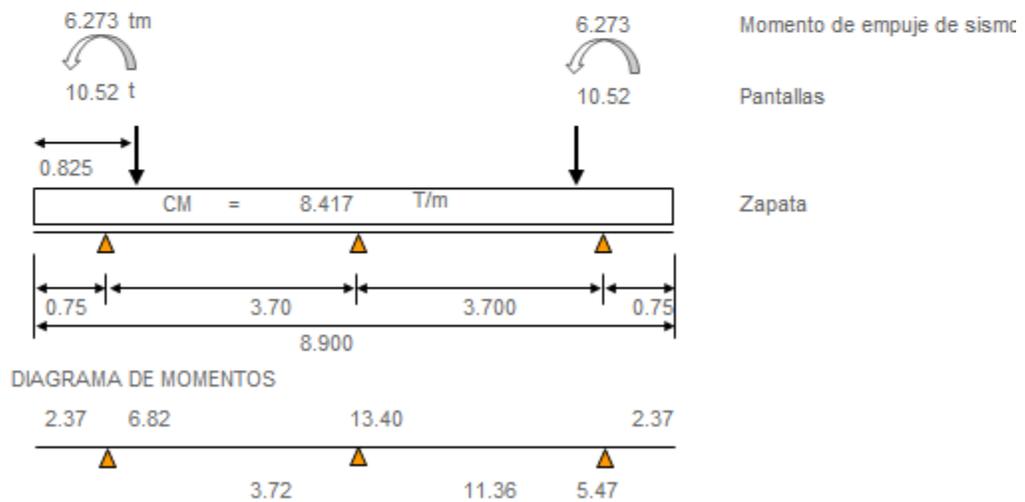
Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	93.288	124.078
METODO DE MONONOBE-OKABE	37.927	209.243
Total	131.215	333.322

CALCULO A FLEXION

MOMENTOS DEL GRUPO I (CM+CV+E)



MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)



Datos obtenidos en el programa sap 2000 v.14

RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	15.000 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	133.500 m ²	Area
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
Ix	=	881.211 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	1,159.506 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
$\sum Me$	=	4,290.172 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

P	=	1,159.506 t		
E	=	93.288 t	Empuje tierras y sismo	Diseñamos con el caso mas critico para nuestro caso (VII)
$\sum Me$	=	4,290.172 tm	Momento Estabilizante sin CV	
Mo	=	124.078 tm	Momento de Empuje tierras y sismo	
y	=	3.593 m		
e	=	0.107 m	Excentricidad con respecto al c. g. zapata	
M	=	124.078 tm		

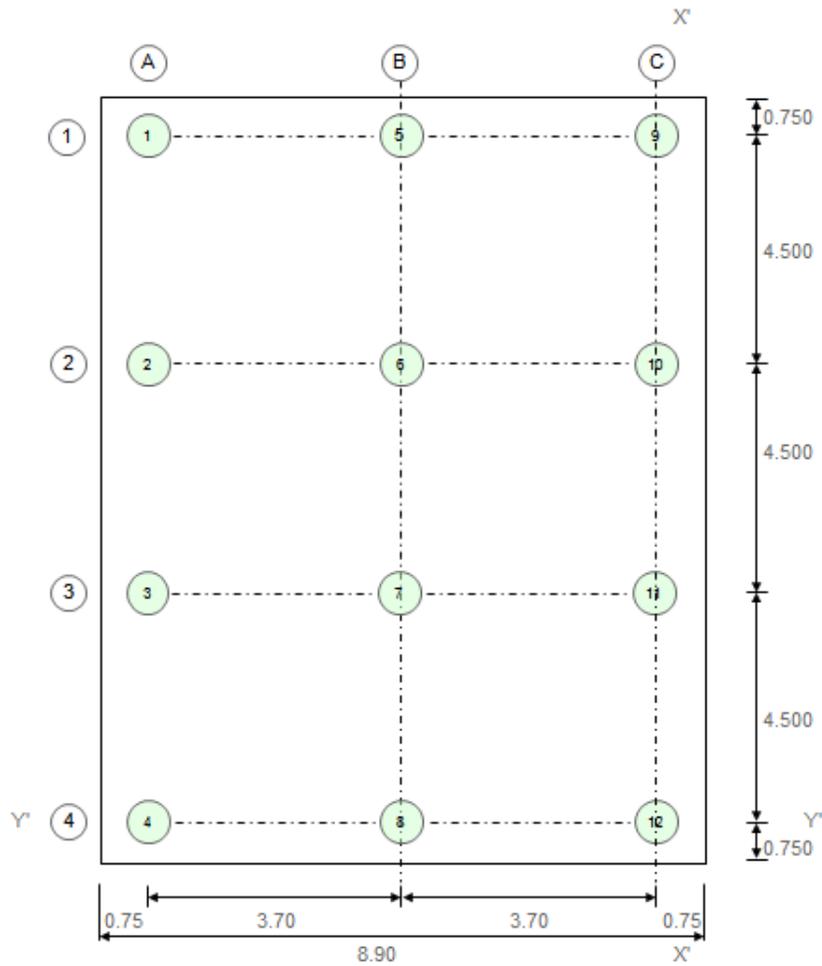
ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

PILOTES

DATOS DE PILOTES		Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p	=	800.00 mm	800.00 mm
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=	58.69 t	58.69 t
CARGA POR FRICCION NEGATIVA P_f	=	0.00 t	0.00 t
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE P	=	2922.00 m	2922.00 m
COTA DE ZAPATA	=	2929.69 m	2929.69 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=	7.69 m	7.69 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=	12	12

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	Igp No x (dp) ²
A	4	1,2,3,4	7.400	29.600	-3.700	54.760
B	4	5,6,7,8,	3.700	14.800	0.000	0.000
C	4	9,10,11,12	0.000	0.000	3.700	54.760
Σ	12			44.400		109.520

$$Y_p = \frac{44.4}{12} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 109.520 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	Igp ² No x (dp)
1	3	15,9	13.500	40.500	6.750	136.688
2	3	2,6,10	9.000	27.000	2.250	15.188
3	3	3,7,11	4.500	13.500	-2.250	15.188
4	3	4,8,12	0.000	0.000	-6.750	136.688
Σ	12			81.000		303.750

$$Y_p = \frac{81.0}{12} = 6.750 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 303.750 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES
4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

GRUPO VII

$$Y_x = 3.700 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.000 \text{ m}$$

$$P_i = 1159.506 \text{ t}$$

$$M_x = 0.000 \text{ tm}$$

$$M_x/I_{gpx} = 0.000$$

P_p = Carga en cada pilote

$$P_p = P/N \pm M dp / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 93.288 \text{ t} \quad \text{Carga sísmica total: superestructura + estribo}$$

$$M_{eq} = 124.078 \text{ tm} \quad \text{Momento sísmico total: superestructura + estribo}$$

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

$$E_q = 27.986 \text{ t}$$

$$M_{eqy} = 37.223 \text{ tm}$$

$$M_y/I_{gpy} = 0.123$$

$$Y_x = 3.593 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.107 \text{ m}$$

$$P_i = 1159.506 \text{ t}$$

$$M_x = 124.078 \text{ tm}$$

$$M_x/I_{gpx} = 1.133$$

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	4	1,2,3,4	-3.700	96.625	92.434
B	4	5,6,7,8,	0.000	96.625	96.625
C	4	9,10,11,12	3.700	96.625	100.817

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	3	15,9	6.750	0.827
2	3	2,6,10	2.250	0.276
3	3	3,7,11	-2.250	-0.276
4	3	4,8,12	-6.750	-0.827

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	93.261	9	101.645
2	92.709	10	101.093
3	92.158	11	100.542
4	91.606	12	99.990
5	97.453		
6	96.901		
7	96.350		
8	95.798		

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	Grupo VII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
ESTRIBO				
IZQ. (A)	96.63	93.26	58.69	78.06
CEN. (B)	96.63	97.45	58.69	78.06
DER. (C)	96.63	101.64	58.69	78.06

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

CIMENTACION Diseñamos para el Grupo VII

DATOS DE CIMENTACION

Lc = 15.000 m Longitud del cimentacion
 hz = 0.750 m Altura de zapata
 ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión
 d = 0.550 m Altura efectiva en flexión
 e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes
 n = 0 pil. Numero de Pilotes
 b = 8.90 Ancho de la cimentacion
 A = 133.500 m² Area total para flexión A = b x Lc
 fu = 1.400

Armadura:

f'c = 280 kg/cm²
 Fy = 4,200 kg/cm²
 b = 890.00 cm
 hz = 75.00 cm

ri = 20.00 cm
 d = 55.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{F_y} * b * d$$

ρ mín .- En función del momento de agrietamiento

M tm	Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ² /m
13.40	18.76	18.33	9.04	12.02	12.02
11.36	15.90	18.33	7.66	10.19	10.19

Usamos:

1 Ø 20 mm a 0,20 m Superior 15.71 cm²/m
 1 Ø 20 mm a 0,20 m Superior 15.71 cm²/m

ρt = 0.0018 b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)
 Ast = 9.90 cm²/m 1/3 3.30 cm²/m
 Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inferior-superior 4.52 cm²/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a -a

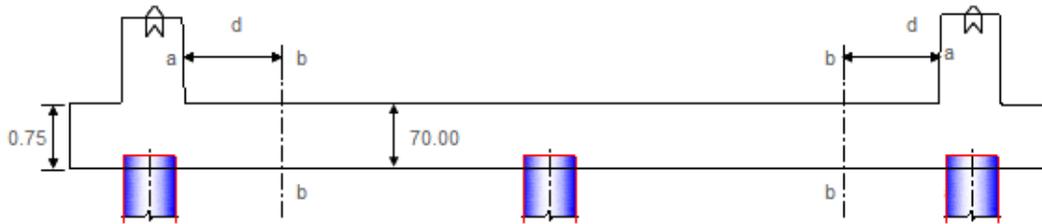
Vaa = 24.590
 Vuaa = 34.43 t
 $vu = \frac{Vu}{\phi * b * d}$ φ = 0.85
 vu = 7.36 kg/cm² > vu OK d = 50.000 cm

Chequeamos el corte en la sección b -b (A una distancia d)

Vbb = 9.440 t Corte en la sección aa
 Vubb = 13.22 t Corte último en sección aa
 $vu = \frac{Vu}{\phi * b * d}$
 vu = 2.83 kg/cm² Esfuerzo cortante en la sección aa
 $vc = 0.53 \sqrt{f'c}$
 vc = 8.87 kg/cm² > vu OK d = 50.000 cm

Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

Vcc = 20.460 t Corte en en centro
 Vucc = 28.64 t Corte último en el centro
 $vu = \frac{Vu}{\phi * b * d}$
 vu = 6.13 kg/cm² > vu OK d = 50.000 cm



CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

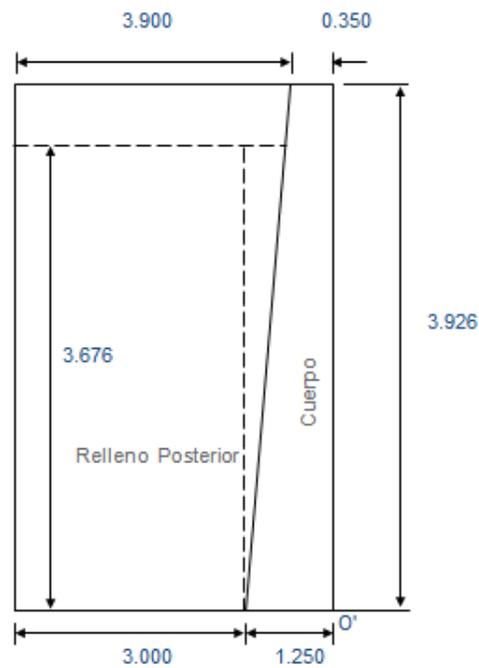
a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 15.00 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	3.298	0.175	0.577
2	4.240	0.650	2.756
3	2.978	0.950	2.829
Σ	10.515		6.162



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 3.676 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 2.141 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 4.487 t Empuje de tierras
- y_e = 1.376 m Ubicación de empuje
- $M_{vo'}$ = 6.175 tm Momento por presión de tierras

COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PANTALLA

- d = $\sqrt{\frac{M_{uv}}{\phi * R_u * b}}$
- f_u = 1.700
- M_{uv} = 10.497
- R_u = 52.930 Kg/cm²
- d = 14.844

SISMO

Muro

FIG.	PESO	y	Mv = Py
1	3.298	1.963	6.474
2	4.240	1.309	5.549
3			
Σ	7.538		12.023

- A = 0.400 Aceleración del sitio.
- K_h = 0.200 Aceleración horizontal
- S = 1.500 Coeficiente de sitio
- W = 7.538 t Peso
- y = 1.595 m Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
- E_Q = 7.538 x 0.200 = 1.508 t
- M_{eq-i} = 2.405 tm

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
 - h = 3.676 m
 - a = 1.000 m
 - K_a = 0.278 Coeficiente de empuje activo
 - K_{ad} = 0.422 Coeficiente sismica de presión activa
 - K_h = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal
 - K_v = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)
- Presión de tierras sin sobrecarga:
- q_2 = 1.840 t/m² Presión máxima sin sobrecarga
 - E_a = 3.383 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga
 - E_{ad} = $1/2 \gamma_s H^2 (1 - K_v) K_{ae} a$
 - E_{ad} = 5.127 t
 - ΔE_{ad} = 1.744 t
 - M_{ead} = 7.992 tm

Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	1.508	2.405
Método de Mononobe - Okabe	5.127	7.992
Total	6.635	10.396

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

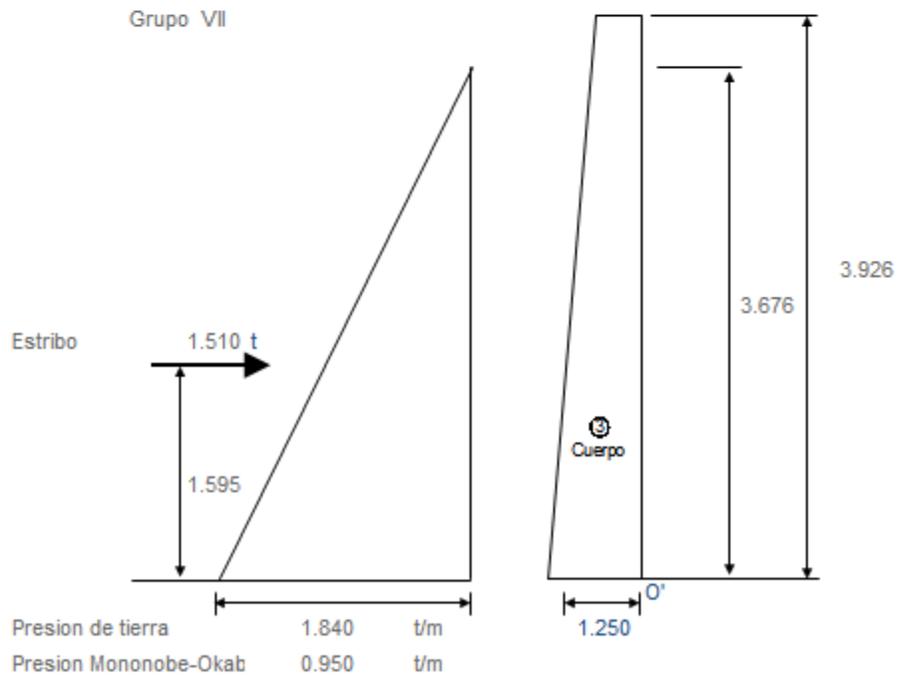
- fu = 1.70 Grupo I
- fu = 1.40 Grupo VII

Armadura:

- fc = 280 kg/cm²
- Fy = 4,200 kg/cm²
- b = 100.00 cm
- h = 125.00 cm
- r = 7.00 cm
- d = 118.00 cm

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.38 \cdot Mu}{\phi \cdot d^2 \cdot b \cdot fc}}}{1.18} \cdot \frac{fc \cdot b \cdot d}{Fy}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm2	Ascal cm2
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
0.777	0.552	0.21	0.06	0.08	45.81	15.27	0.02
1.554	1.104	0.86	0.44	0.62	63.63	21.21	0.14
2.331	1.657	3.44	1.50	2.10	81.44	27.15	0.47
2.863	2.034	4.42	3.58	5.01	93.63	31.21	1.13
3.394	2.412	5.60	6.24	8.73	105.81	35.27	1.96
3.926	2.790	6.99	9.58	13.41	118.00	39.33	3.01

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M u}{\phi * d^2 * b * f'c * f_y}}}{1.18} * b * d$$

1.33Ascal cm2	Asdefin. cm2/m	ACERO
0.000	0.00	1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 4.52 cm2/m
0.023	0.02	1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 4.52 cm2/m
0.186	0.19	1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 4.52 cm2/m
0.627	0.63	1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 4.52 cm2/m
1.496	1.50	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 9.04 cm2/m
2.608	2.61	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 9.04 cm2/m
4.006	4.01	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m Contacto suelo 9.04 cm2/m

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t

$\rho_{tem} = 0.002$ a).- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con F_y no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

$A_{st} =$	16.00 cm2/m	2/3	10.67 cm2/m	Ext.
	16.00 cm2/m	1/3	5.33 cm2/m	Int.
	1 Ø 14 mm a 0,14 m	Exterior	10.78 cm2/m	Ext.
	1 Ø 12 mm a 0,20 m	Interior	5.65 cm2/m	Int.

Corte:

V =	6.987 t	Grupo VII
Vu =	9.781 t	
vu =	$0.92 \frac{kn}{cm^2}$	
vc =	$0.53 \sqrt{f'c}$	
vc =	8.87 kg/cm2	> vu OK

DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

Ht	=	93.288 t	Fuerza horizontal total
Ff	=	57.975 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
Fp	=	35.312 t	Fuerza lateral en pilotes
Np	=	12	Número de pilotes.
Hpy	=	2.943 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
Hpx	=	2.332 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
Hp	=	3.755 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
he	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
Mp	=	9.387 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

Pf	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
Pp	=	101.645 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.092 m	
φ p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
Ag	=	5,026.55 cm ²	
Asmín	=	50.27 cm ²	1% de Ag.
Usamos:	16	φ	16 mm Armadura longitudinal principal
As	=	32.2 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

f'c	=	280.00 kg/cm ²
Fy	=	4,200.00 kg/cm ²
c bal	=	43.291 cm
e bal	=	0.227 m
φ	=	0.792
Pu bal	=	543.716 t
Pu o	=	843.907 t

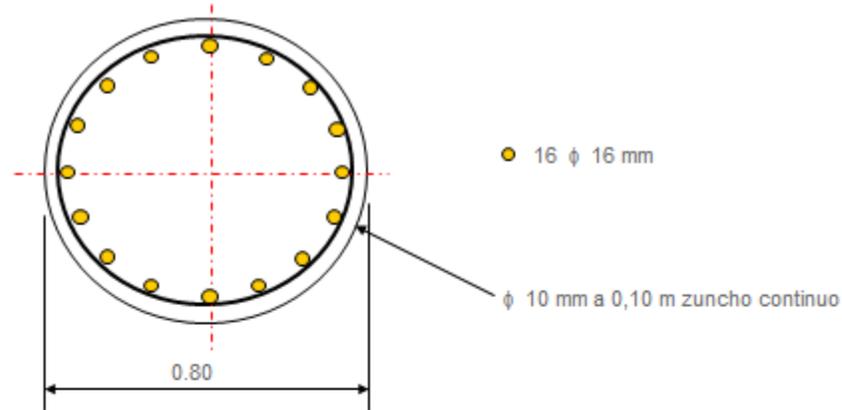
Resultados:

c	=	67.000 cm
Pu	=	772.333 t
Mu	=	70.060 tm
e	=	0.091 m

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

Fs = 7.598

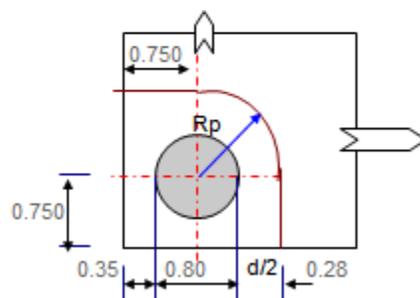
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo φ 10 mm a 0,10 m



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

d	=	0.550 m	Peralte efectivo.
Pp	=	101.645 t	Carga del pilote.
fu	=	1.700	Factor mayoración
Ppu	=	172.796 t	Calga última del pilote



Rp	=	0.675 m	Radio de punzonamiento
lp	=	2.560 m	Longitud para punzonamiento.
Ap	=	14,081.58 cm ²	Area resistente al punzonamiento
vu	=	12.27 kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
vc	=	$\sqrt{f_c}$	
vc	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

ANEXO 4.9.1 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA VIGA

ABSCISA:

20.710

SECCION METALICA

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia: I _o cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1	40.00	3.00	1.50	120.00	180.00	97.73	90.00	1 146 231.84
2	50.00	3.00	4.50	150.00	675.00	94.73	112.50	1 346 179.22
3	1.00	193.00	102.50	193.00	19 782.50	-3.27	599 088.08	2 058.70
4	12.00	1.00	160.40	12.00	1 924.80	-61.17	1.00	44 895.38
5	50.00	3.00	200.50	150.00	30 075.00	-101.27	112.50	1 538 220.84
6	30.00	3.00	203.50	90.00	18 315.00	-104.27	67.50	978 426.15
Σ				715.00	70 952.30		599 471.58	5 056 012.12

hvm = 205.00 cm lacero = 5 655 483.71 cm⁴

Yac = 99.23 cm Zab = 56 991.40 cm³

carr = 105.77 cm Zarr = 53 471.65 cm³

B = 240.00 cm ancho colaborante tablero

t = 20.00 cm espesor del tablero

n = 8.13 relación módulos

SECCION
3n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			99.23	715.00	70 952.30	26.08	5 655 483.71	486 186.17
2	9.85	20.00	220.00	196.90	43 318.64	-94.69	6 563.43	1 765 454.33
Σ				911.90	114 270.94		5 662 047.14	2 251 640.50

$$Ht = 230.00 \text{ cm.} \quad I_{3n} = 7\,913\,687.64 \text{ cm}^4$$

b = Ancho equivalente (B/3n)

$$Y_{3n} = 125.31 \text{ cm.} \quad Z_{ab} = 63\,152.67 \text{ cm}^3$$

$$ch = 104.69 \text{ cm.} \quad Z_h = 75\,591.94 \text{ cm}^3$$

$$carr = 79.69 \text{ cm.} \quad Z_{arr} = 99\,306.44 \text{ cm}^3$$

SECCION n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			99.23	715.00	70 952.30	54.64	5 655 483.71	2 134 271.61
2	29.54	20.00	220.00	590.71	129 955.93	-66.13	19 690.29	2 583 344.49
Σ				1 305.71	200 908.23		5 675 174.00	4 717 616.10

$$I_n = \frac{10\,392}{790.09} \text{ cm}^4$$

b = Ancho equivalente (B/n)

$$Y_n = 153.87 \text{ cm} \quad Z_{ab} = 67\,543.06 \text{ cm}^3$$

$$ch = 76.13 \text{ cm} \quad Z_h = 136\,512.11 \text{ cm}^3$$

$$carr = 51.13 \text{ cm} \quad Z_{arr} = 203\,258.49 \text{ cm}^3$$

ABSCISA:

20.000

SECCION METALICA

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia: I _o cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1	40.00	3.00	1.50	120.00	180.00	97.73	90.00	1 146 231.84
2	50.00	3.00	4.50	150.00	675.00	94.73	112.50	1 346 179.22
3	1.00	193.00	102.50	193.00	19 782.50	-3.27	599 088.08	2 058.70
4	12.00	1.00	160.40	12.00	1 924.80	-61.17	1.00	44 895.38
5	50.00	3.00	200.50	150.00	30 075.00	-101.27	112.50	1 538 220.84
6	30.00	3.00	203.50	90.00	18 315.00	-104.27	67.50	978 426.15
Σ				715.00	70 952.30		599 471.58	5 056 012.12

h_{vm} = 205.00 cm I_{acero} = 5 655 483.71 cm⁴

Y_{ac} = 99.23 cm Z_{ab} = 56 991.40 cm³

carr = 105.77 cm Z_{arr} = 53 471.65 cm³

SECCION
3n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			99.23	715.00	70 952.30	26.08	5 655 483.71	486 186.17
2	9.85	20.00	220.00	196.90	43 318.64	-94.69	6 563.43	1 765 454.33
Σ				911.90	114 270.94		5 662 047.14	2 251 640.50

$$\begin{aligned}
 Ht &= 230.00 \text{ cm.} & I_{3n} &= 7\,913\,687.64 \text{ cm}^4 \\
 Y_{3n} &= 125.31 \text{ cm.} & Z_{ab} &= 63\,152.67 \text{ cm}^3 \\
 ch &= 104.69 \text{ cm.} & Z_h &= 75\,591.94 \text{ cm}^3 \\
 carr &= 79.69 \text{ cm.} & Z_{arr} &= 99\,306.44 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

SECCION n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			99.23	715.00	70 952.30	54.64	5 655 483.71	2 134 271.61
2	29.54	20.00	220.00	590.71	129 955.93	-66.13	19 690.29	2 583 344.49
Σ				1 305.71	200 908.23		5 675 174.00	4 717 616.10

$$\begin{aligned}
 & I_n = 10\,392\,790.09 \text{ cm}^4 \\
 Y_n &= 153.87 \text{ cm} & Z_{ab} &= 67\,543.06 \text{ cm}^3 \\
 ch &= 76.13 \text{ cm} & Z_h &= 136\,512.11 \text{ cm}^3 \\
 carr &= 51.13 \text{ cm} & Z_{arr} &= 203\,258.49 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

SECCION
3n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			99.23	715.00	70 952.30	26.08	5 655 483.71	486 186.17
2	9.85	20.00	220.00	196.90	43 318.64	-94.69	6 563.43	1 765 454.33
Σ				911.90	114 270.94		5 662 047.14	2 251 640.50

Ht	230.00 cm.	I _{3n}	7 913 687.64 cm ⁴
Y _{3n}	125.31 cm.	Z _{ab}	63 152.67 cm ³
ch	104.69 cm.	Z _h	75 591.94 cm ³
carr	79.69 cm.	Z _{arr}	99 306.44 cm ³

SECCION n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			99.23	715.00	70 952.30	54.64	5 655 483.71	2 134 271.61
2	29.54	20.00	220.00	590.71	129 955.93	-66.13	19 690.29	2 583 344.49
Σ				1 305.71	200 908.23		5 675 174.00	4 717 616.10

		I _n	10 392 790.09 cm ⁴
Y _n	153.87 cm	Z _{ab}	67 543.06 cm ³
ch	76.13 cm	Z _h	136 512.11 cm ³
carr	51.13 cm	Z _{arr}	203 258.49 cm ³

ABSCISA:

14.000

SECCION METALICA

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia: I _o cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1	35.00	3.00	1.50	105.00	157.50	97.50	78.75	998 228.15
2	45.00	3.00	4.50	135.00	607.50	94.50	101.25	1 205 673.35
3	1.00	193.00	102.50	193.00	19 782.50	-3.50	599 088.08	2 359.51
4	12.00	1.00	160.40	12.00	1 924.80	-61.40	1.00	45 234.35
5	40.00	3.00	200.50	120.00	24 060.00	-101.50	90.00	1 236 184.46
6	30.00	3.00	203.50	90.00	18 315.00	-104.27	67.50	978 426.15
Σ				655.00	64 847.30		599 426.58	4 466 105.96

hvm 205.00 cm Iacero 5 065 532.55 cm⁴
 Yac 99.00 cm Zab 51 165.18 cm³
 carr 106.00 cm Zarr 47 789.63 cm³

SECCION
3n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			99.00	655.00	64 847.30	27.97	5 065 532.55	512 284.16
2	9.85	20.00	220.00	196.90	43 318.64	-93.03	6 563.43	1 704 119.61
Σ				851.90	108 165.94		5 072 095.98	2 216 403.76

Ht	230.00 cm.	I _{3n}	7 288 499.74 cm ⁴
Y _{3n}	126.97 cm.	Z _{ab}	57 403.41 cm ³
ch	103.03 cm.	Z _h	70 741.39 cm ³
carr	78.03 cm.	Z _{arr}	93 406.14 cm ³

SECCION n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			99.00	655.00	64 847.30	57.38	5 065 532.55	2 156 257.45
2	29.54	20.00	220.00	590.71	129 955.93	-63.62	19 690.29	2 390 939.06
Σ				1 245.71	194 803.23		5 085 222.84	4 547 196.51

I _n	9 632 419.35 cm ⁴		
Y _n	156.38 cm	Z _{ab}	61 596.46 cm ³
ch	73.62 cm	Z _h	130 838.70 cm ³
carr	48.62 cm	Z _{arr}	198 114.08 cm ³

ABSCISA:

12.750

SECCION METALICA

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm2	A x y cm3	d cm.	Inercia:lo cm4	A x d2 cm4
1	35.00	3.00	1.50	105.00	157.50	97.50	78.75	998 228.15
2	45.00	3.00	4.50	135.00	607.50	94.50	101.25	1 205 673.35
3	1.00	193.00	102.50	193.00	19 782.50	-3.50	599 088.08	2 359.51
4	12.00	1.00	160.40	12.00	1 924.80	-61.40	1.00	45 234.35
5	40.00	3.00	200.50	120.00	24 060.00	-101.50	90.00	1 236 184.46
6	30.00	3.00	203.50	90.00	18 315.00	-104.27	67.50	978 426.15
Σ				655.00	64 847.30		599 426.58	4 466 105.96

hvm 205.00 cm lacero 5 065 532.55 cm4
 Yac 99.00 cm Zab 51 165.18 cm3
 carr 106.00 cm Zarr 47 789.63 cm3

SECCION
3n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			99.00	655.00	64 847.30	27.97	5 065 532.55	512 284.16
2	9.85	20.00	220.00	196.90	43 318.64	-93.03	6 563.43	1 704 119.61
Σ				851.90	108 165.94		5 072 095.98	2 216 403.76

Ht	230.00 cm.	I _{3n}	7 288 499.74 cm ⁴
Y _{3n}	126.97 cm.	Z _{ab}	57 403.41 cm ³
ch	103.03 cm.	Z _h	70 741.39 cm ³
carr	78.03 cm.	Z _{arr}	93 406.14 cm ³

SECCION n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			99.00	655.00	64 847.30	57.38	5 065 532.55	2 156 257.45
2	29.54	20.00	220.00	590.71	129 955.93	-63.62	19 690.29	2 390 939.06
Σ				1 245.71	194 803.23		5 085 222.84	4 547 196.51

		I _n	9 632 419.35 cm ⁴
Y _n	156.38 cm	Z _{ab}	61 596.46 cm ³
ch	73.62 cm	Z _h	130 838.70 cm ³
carr	48.62 cm	Z _{arr}	198 114.08 cm ³

ABSCISA:

11.500

SECCION METALICA

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia: I _o cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1	30.00	3.00	1.50	90.00	135.00	94.76	67.50	808 184.74
2	45.00	3.00	4.50	135.00	607.50	91.76	101.25	1 136 734.91
3	1.00	193.00	102.50	193.00	19 782.50	-6.24	599 088.08	7 510.22
4	12.00	1.00	160.40	12.00	1 924.80	-64.14	1.00	49 364.25
5	40.00	3.00	200.50	120.00	24 060.00	-104.24	90.00	1 303 868.10
6	20.00	3.00	203.50	60.00	12 210.00	-104.27	45.00	652 284.10
Σ				610.00	58 719.80		599 392.83	3 957 946.32

hvm 205.00 cm lacero 4 557 339.15 cm⁴
 Yac 96.26 cm Zab 47 343.09 cm³
 carr 108.74 cm Zarr 41 911.18 cm³

SECCION
3n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			96.26	610.00	58 719.80	30.19	4 557 339.15	556 157.73
2	9.85	20.00	220.00	196.90	43 318.64	-93.54	6 563.43	1 722 961.86
Σ				806.90	102 038.44		4 563 902.58	2 279 119.59

Ht	230.00 cm.	I _{3n}	6 843 022.17 cm ⁴
Y _{3n}	126.46 cm.	Z _{ab}	54 113.47 cm ³
ch	103.54 cm.	Z _h	66 088.64 cm ³
carr	78.54 cm.	Z _{arr}	87 124.42 cm ³

SECCION n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			96.26	610.00	58 719.80	60.87	4 557 339.15	2 260 516.64
2	29.54	20.00	220.00	590.71	129 955.93	-62.86	19 690.29	2 334 340.14
Σ				1 200.71	188 675.73		4 577 029.44	4 594 856.78

		I _n	9 171 886.22 cm ⁴
Y _n	157.14 cm	Z _{ab}	58 368.74 cm ³
ch	72.86 cm	Z _h	125 878.45 cm ³
carr	47.86 cm	Z _{arr}	191 627.75 cm ³

ABSCISA:

8.750

SECCION METALICA

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm2	A x y cm3	d cm.	Inercia:lo cm4	A x d2 cm4
1	20.00	3.00	1.50	60.00	90.00	87.86	45.00	463 114.12
2	45.00	3.00	4.50	135.00	607.50	84.86	101.25	972 058.90
3	1.00	193.00	102.50	193.00	19 782.50	-13.14	599 088.08	33 346.72
4	12.00	1.00	160.40	12.00	1 924.80	-71.04	1.00	60 568.05
5	40.00	3.00	200.50	120.00	24 060.00	-111.14	90.00	1 482 375.06
6								
Σ				520.00	46 464.80		599 325.33	3 011 462.84

hvm 202.00 cm lacero 3 610 788.18 cm4
 Yac 89.36 cm Zab 40 409.30 cm3
 carr 112.64 cm Zarr 32 054.69 cm3

SECCION
3n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			89.36	520.00	46 464.80	35.06	3 610 788.18	639 134.04
2	9.85	20.00	217.00	196.90	42 727.93	-92.59	6 563.43	1 687 886.12
Σ				716.90	89 192.73		3 617 351.61	2 327 020.15

Ht	227.00 cm.	I _{3n}	5 944 371.76 cm ⁴
Y _{3n}	124.41 cm.	Z _{ab}	47 778.98 cm ³
ch	102.59 cm.	Z _h	57 945.23 cm ³
carr	77.59 cm.	Z _{arr}	76 616.51 cm ³

SECCION n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			89.36	520.00	46 464.80	67.89	3 610 788.18	2 396 374.91
2	29.54	20.00	217.00	590.71	128 183.80	-59.76	19 690.29	2 109 525.13
Σ				1 110.71	174 648.60		3 630 478.47	4 505 900.04

		I _n	8 136 378.51 cm ⁴
Y _n	157.24 cm	Z _{ab}	51 744.74 cm ³
ch	69.76 cm	Z _h	116 635.00 cm ³
carr	44.76 cm	Z _{arr}	181 780.65 cm ³

ABSCISA:

6.250

SECCION METALICA

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1								
2	45.00	3.00	1.50	135.00	202.50	92.95	101.25	1 166 475.45
3	1.00	193.00	99.50	193.00	19 203.50	-5.05	599 088.08	4 913.01
4	12.00	1.00	157.40	12.00	1 888.80	-62.95	1.00	47 545.47
5	35.00	3.00	197.50	105.00	20 737.50	-103.05	78.75	1 114 927.07
6								
Σ				445.00	42 032.30		599 269.08	2 333 861.00

hvm 199.00 cm lacero 2 933 130.09 cm⁴
 Yac 94.45 cm Zab 31 053.33 cm³
 carr 104.55 cm Zarr 28 056.04 cm³

SECCION
3n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			94.45	445.00	42 032.30	36.67	2 933 130.09	598 399.61
2	9.85	20.00	214.00	196.90	42 137.22	-82.87	6 563.43	1 352 381.32
Σ				641.90	84 169.52		2 939 693.52	1 950 780.93

Ht	224.00 cm.	I _{3n}	4 890 474.45 cm ⁴
Y _{3n}	131.13 cm.	Z _{ab}	37 296.28 cm ³
ch	92.87 cm.	Z _h	52 656.53 cm ³
carr	67.87 cm.	Z _{arr}	72 051.20 cm ³

SECCION n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			94.45	445.00	42 032.30	68.18	2 933 130.09	2 068 698.60
2	29.54	20.00	214.00	590.71	126 411.67	-51.36	19 690.29	1 558 417.53
Σ				1 035.71	168 443.97		2 952 820.38	3 627 116.13

		I _n	6 579 936.51 cm ⁴
Y _n	162.64 cm	Z _{ab}	40 457.95 cm ³
ch	61.36 cm	Z _h	107 228.71 cm ³
carr	36.36 cm	Z _{arr}	180 948.58 cm ³

ABSCISA:

4.000

SECCION METALICA

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm2	A x y cm3	d cm.	Inercia:lo cm4	A x d2 cm4
1								
2	35.00	3.00	1.50	105.00	157.50	99.67	78.75	1 043 169.70
3	1.00	193.00	99.50	193.00	19 203.50	1.67	599 088.08	540.98
4	12.00	1.00	157.40	12.00	1 888.80	-56.23	1.00	37 936.06
5	35.00	3.00	197.50	105.00	20 737.50	-96.33	78.75	974 258.93
6								
Σ				415.00	41 987.30		599 246.58	2 055 905.67

hvm 199.00 cm lacero 2 655 152.26 cm4
 Yac 101.17 cm Zab 26 243.37 cm3
 carr 97.83 cm Zarr 27 141.64 cm3

SECCION
3n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			101.17	415.00	41 987.30	36.31	2 655 152.26	547 021.08
2	9.85	20.00	214.00	196.90	42 137.22	-76.52	6 563.43	1 152 922.22
Σ				611.90	84 124.52		2 661 715.69	1 699 943.30

Ht	224.00 cm.	I _{3n}	4 361 658.99 cm ⁴
Y _{3n}	137.48 cm.	Z _{ab}	31 725.73 cm ³
ch	86.52 cm.	Z _h	50 412.25 cm ³
carr	61.52 cm.	Z _{arr}	70 898.44 cm ³

SECCION n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			101.17	415.00	41 987.30	66.27	2 655 152.26	1 822 498.43
2	29.54	20.00	214.00	590.71	126 411.67	-46.56	19 690.29	1 280 388.76
Σ				1 005.71	168 398.97		2 674 842.55	3 102 887.19

		I _n	5 777 729.74 cm ⁴
Y _n	167.44 cm	Z _{ab}	34 505.63 cm ³
ch	56.56 cm	Z _h	102 157.79 cm ³
carr	31.56 cm	Z _{arr}	183 089.16 cm ³

ABSCISA:

0.000

SECCION METALICA

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm2	A x y cm3	d cm.	Inercia:lo cm4	A x d2 cm4
1								
2	35.00	3.00	1.50	105.00	157.50	99.67	78.75	1 043 169.70
3	1.00	193.00	99.50	193.00	19 203.50	1.67	599 088.08	540.98
4	12.00	1.00	157.40	12.00	1 888.80	-56.23	1.00	37 936.06
5	35.00	3.00	197.50	105.00	20 737.50	-96.33	78.75	974 258.93
6								
Σ				415.00	41 987.30		599 246.58	2 055 905.67

hvm 199.00 cm lacero 2 655 152.26 cm4
 Yac 101.17 cm Zab 26 243.37 cm3
 carr 97.83 cm Zarr 27 141.64 cm3

SECCION
3n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			101.17	415.00	41 987.30	36.31	2 655 152.26	547 021.08
2	9.85	20.00	214.00	196.90	42 137.22	-76.52	6 563.43	1 152 922.22
Σ				611.90	84 124.52		2 661 715.69	1 699 943.30

Ht	224.00 cm.	I _{3n}	4 361 658.99 cm ⁴
Y _{3n}	137.48 cm.	Z _{ab}	31 725.73 cm ³
ch	86.52 cm.	Z _h	50 412.25 cm ³
carr	61.52 cm.	Z _{arr}	70 898.44 cm ³

SECCION n

FIG.	b cm.	t cm.	y cm.	Area: A cm ²	A x y cm ³	d cm.	Inercia:lo cm ⁴	A x d ² cm ⁴
1			101.17	415.00	41 987.30	66.27	2 655 152.26	1 822 498.43
2	29.54	20.00	214.00	590.71	126 411.67	-46.56	19 690.29	1 280 388.76
Σ				1 005.71	168 398.97		2 674 842.55	3 102 887.19

		I _n	5 777 729.74 cm ⁴
Y _n	167.44 cm	Z _{ab}	34 505.63 cm ³
ch	56.56 cm	Z _h	102 157.79 cm ³
carr	31.56 cm	Z _{arr}	183 089.16 cm ³

ANEXO 4.9.2 ESFUERZOS EN LAS SECCIONES DE LA VIGA

ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

n =

8.126

ABSCISA	20.71	20.00	16.50	14.00	12.75
PRIMER ESTADO DE CARGAS: Carga muerta sobre el perfil estructural					
A (cm ²)	715.00	715.00	715.00	655.00	655.00
Y (cm)	99.23	99.23	99.23	99.00	99.00
I (cm ⁴)	5655483.71	5655483.71	5 655 483.71	5 065 532.55	5 065532.55
Zab (cm ³)	56991.4	56991.4	56 991.40	51 165.18	51 165.18
Zarr (cm ³)	53471.65	53471.65	53 471.65	47 789.63	47 789.63
SEGUNDO ESTADO DE CARGAS: Peso de acabados en sección compuesta (3n)					
Y (cm)	125.31	125.31	125.31	126.97	126.97
I (cm ⁴)	7913687.64	7913687.64	7 913 687.64	7 288 499.74	7 288499.74
Zab (cm ³)	63152.67	63152.67	63 152.67	57 403.41	57 403.41
Zhor (cm ³)	75591.94	75591.94	75 591.94	70 741.39	70 741.39
Zar (cm ³)	99306.44	99306.44	99 306.44	93 406.14	93 406.14
TERCER ESTADO DE CARGAS: Carga viva más impacto en sección compuesta (n)					
An (cm ²)	1305.71	1305.71	1 305.71	1 245.71	1 245.71
Y (cm)	153.87	153.87	153.87	156.38	156.38
I (cm ⁴)	10392790.09	10392790.09	10 392790.09	9 632 419.35	9 632419.35
Zab (cm ³)	67543.06	67543.06	67 543.06	61 596.46	61 596.46
Zhor (cm ³)	136512.11	136512.11	136 512.11	130 838.70	130 838.70
Zar (cm ³)	203258.49	203258.49	203 258.49	198 114.08	198 114.08

SOLICITACIONES					
Mcm (Kg-cm)	49754397.89	49799032.12	48 202751.27	45 213576.69	43 141185.04
Mcp (Kg-cm)	12748875.22	12760312.12	12 351287.27	11 585352.69	11 054331.04
Mcv+i (Kg-cm)	47728714.71	47678672.21	46 612861.63	43 845231.74	41 958183.00

ESFUERZOS Grupo I					
fhor cp (Kg/cm ²)	6.92	6.92	6.70	6.72	6.41
fhor cv+i (Kg/cm ²)	43.03	42.98	42.02	41.24	39.47
fhor total (Kg/cm ²)	49.95	49.91	48.72	47.96	45.88
far cm (Kg/cm ²)	930.48	931.32	901.46	946.10	902.73
far cp (Kg/cm ²)	128.38	128.49	124.38	124.03	118.35
far cv+i (Kg/cm ²)	234.82	234.57	229.33	221.31	211.79
far total (Kg/cm ²)	1293.68	1294.38	1 255.17	1 291.44	1 232.87
fab cm (Kg/cm ²)	873.02	873.8	845.79	883.68	843.17
fab cp (Kg/cm ²)	201.87	202.05	195.58	201.82	192.57
fab cv+i (Kg/cm ²)	706.64	705.9	690.12	711.81	681.18
fab total (Kg/cm ²)	1781.53	1781.75	1 731.49	1 797.32	1 716.93
ESFUERZOS Grupo IV					
Ps+t (Kg)	436134.14	436134.14	436 134.14	436 134.14	436 134.14
e	66.13	66.13	66.13	63.62	63.62
Ms+t (Kg-cm)	28841944.81	28841944.81	28 841944.81	27 747 102.20	27 747 102.20
fhor s+t (Kg/cm ²)	26.	26.	26.00	26.10	26.10
far s+t (Kg/cm ²)	141.9	141.9	141.90	140.06	140.06
fab s+t (Kg/cm ²)	427.02	427.02	427.02	450.47	450.47
fp s+t (Kg/cm ²)	334.02	334.02	334.02	350.11	350.11
fphor s+t (Kg/cm ²)	41.11	41.11	41.11	43.09	43.09
fhor total (Kg/cm ²)	117.052	117.013	115.831	117.142	115.06
far total (Kg/cm ²)	1769.598	1770.301	1731.086	1781.607	1723.032
fab total (Kg/cm ²)	1874.526	1874.749	1824.483	1897.673	1817.283

ANEXO 4.9.2 ESFUERZOS EN LAS SECCIONES DE LA VIGA

ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

n = 8.126

ABSCISA	11.50	8.75	6.25	4.00	0.00
PRIMER ESTADO DE CARGAS: Carga muerta sobre el perfil estructural					
A (cm ²)	610.00	520.00	445.00	415.00	415.00
Y (cm)	96.26	89.36	94.45	101.17	101.17
I (cm ⁴)	4557339.15	3610788.18	2 933 130.09	2 655 152.26	2 655 152.26
Zab (cm ³)	47343.09	40409.3	31 053.33	26 243.37	26 243.37
Zarr (cm ³)	41911.18	32054.69	28 056.04	27 141.64	27 141.64
SEGUNDO ESTADO DE CARGAS: Peso de acabados en sección compuesta (3n)					
Y (cm)	126.46	124.41	131.13	137.48	137.48
I (cm ⁴)	6843022.17	5944371.76	4 890 474.45	4 361 658.99	4 361 658.99
Zab (cm ³)	54113.47	47778.98	37 296.28	31 725.73	31 725.73
Zhor (cm ³)	66088.64	57945.23	52 656.53	50 412.25	50 412.25
Zar (cm ³)	87124.42	76616.51	72 051.20	70 898.44	70 898.44
TERCER ESTADO DE CARGAS: Carga viva más impacto en sección compuesta (n)					
An (cm ²)	1200.71	1110.71	1 035.71	1 005.71	1 005.71
Y (cm)	157.14	157.24	162.64	167.44	167.44
I (cm ⁴)	9171886.22	8136378.51	6 579 936.51	5 777 729.74	5 777 729.74
Zab (cm ³)	58368.74	51744.74	40 457.95	34 505.63	34 505.63
Zhor (cm ³)	125878.45	116635.	107 228.71	102 157.79	102 157.79
Zar (cm ³)	191627.75	181780.65	180 948.58	183 089.16	183 089.16

SOLICITACIONES					
Mcm (Kg-cm)	40683590.48	33920968.2	26 155277.55	17 848762.01	0.00
Mcp (Kg-cm)	10424606.48	8691778.2	6 701 927.55	4 573 498.01	0.00
Mcv+i (Kg-cm)	39767374.89	33476283.54	26 001565.06	17 844803.60	0.00

ESFUERZOS Grupo I					
fhor cp (Kg/cm ²)	6.47	6.15	5.22	3.72	0.00
fhor cv+i (Kg/cm ²)	38.88	35.32	29.84	21.50	0.00
fhor total (Kg/cm ²)	45.35	41.47	35.06	25.22	0.00
far cm (Kg/cm ²)	970.71	1058.22	932.25	657.62	0.00
far cp (Kg/cm ²)	119.65	113.45	93.02	64.51	0.00
far cv+i (Kg/cm ²)	207.52	184.16	143.70	97.47	0.00
far total (Kg/cm ²)	1297.89	1355.82	1 168.96	819.59	0.00
fab cm (Kg/cm ²)	859.34	839.43	842.27	680.12	0.00
fab cp (Kg/cm ²)	192.64	181.92	179.69	144.16	0.00
fab cv+i (Kg/cm ²)	681.31	646.95	642.68	517.16	0.00
fab total (Kg/cm ²)	1733.29	1668.3	1 664.65	1 341.44	0.00

ESFUERZOS Grupo IV					
Ps+t (Kg)	436134.14	436134.14	436 134.14	436 134.14	436 134.14
e	62.86	59.76	51.36	46.56	46.56
Ms+t (Kg-cm)	27416716.96	26063079.66	22 401406.79	20 305061.37	20 305 061.37
fhor s+t (Kg/cm ²)	26.8	27.5	25.71	24.46	24.46
far s+t (Kg/cm ²)	143.07	143.38	123.80	110.90	110.90
fab s+t (Kg/cm ²)	469.72	503.69	553.70	588.46	588.46
fp s+t (Kg/cm ²)	363.23	392.66	421.10	433.66	433.66
fphor s+t (Kg/cm ²)	44.7	48.32	51.82	53.37	53.37
fhor total (Kg/cm ²)	116.853	117.297	112.594	103.047	77.828
far total (Kg/cm ²)	1804.189	1891.864	1713.86	1364.149	544.561
fab total (Kg/cm ²)	1839.777	1779.324	1797.244	1496.236	154.798

ANEXO 4.10.1

DISEÑO DE MUROS (Muro "1" Occidental y Oriental L=15 m.)

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

Cálculo: Juan Carlos Quilumba
Jhonny Quintana

SUPERESTRUCTURA: Long: 40.00 jun-12
SEGUNDA ALTERNATIVA: Diseño estructural en acero
CARRETERA: Escalon 1 PROVINCIA: PICHINCHA
CANTON: QUITO

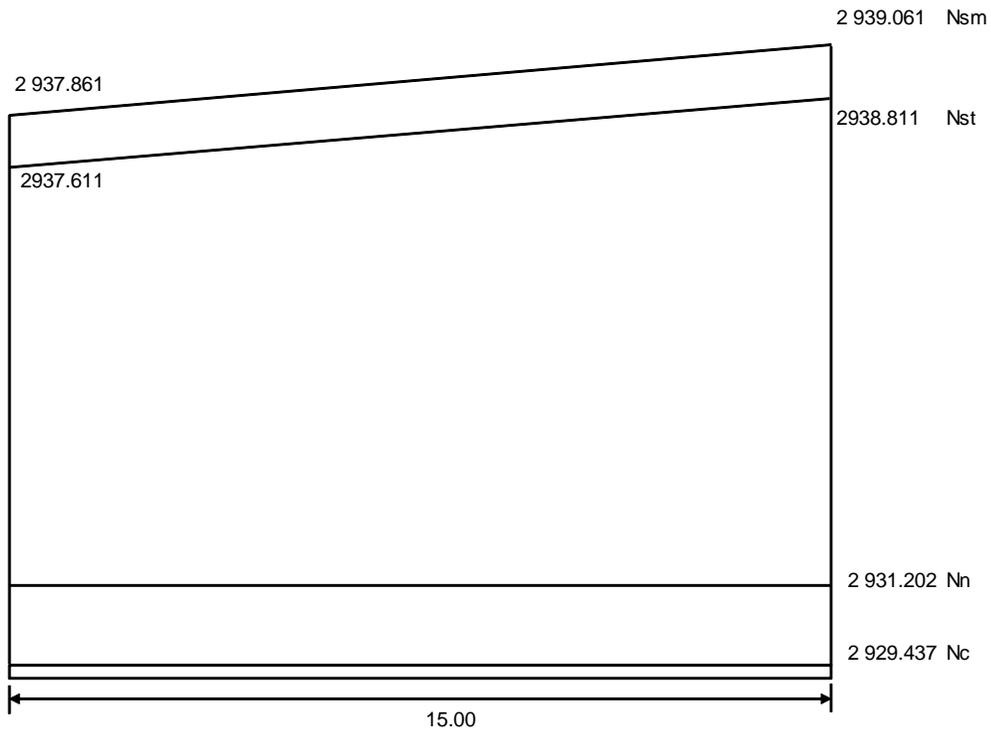
MUROS

DATOS:

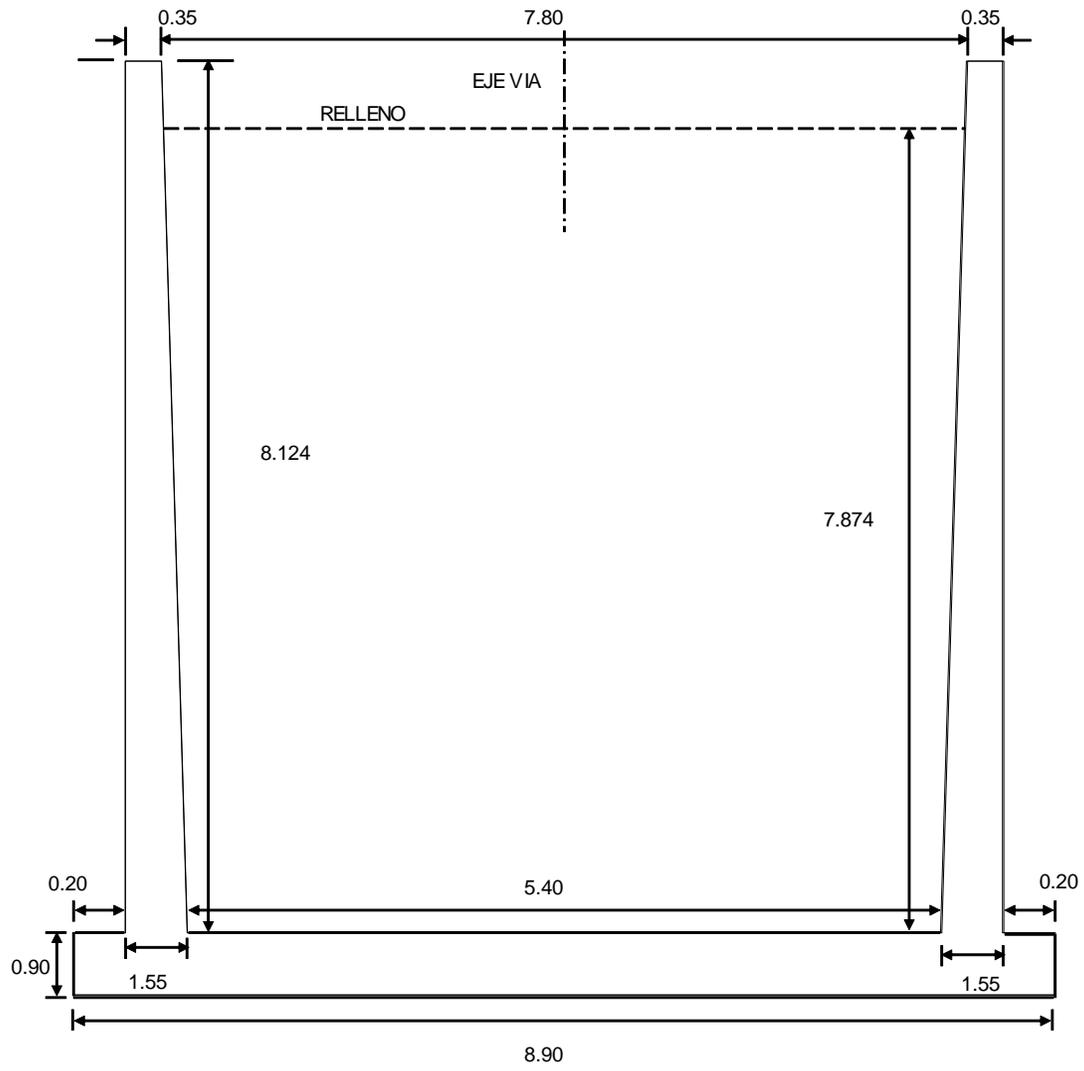
Lm =	15.00 m	Largo del muro
Nsm1 =	2 939.06 m	Nivel superior muro 1
Nsm2 =	2 937.86 m.	Nivel superior muro 2
Nst1 =	2 938.81 m.	Nivel superior tierra 1
Nst2 =	2 937.61 m.	Nivel superior tierra 2
Nc =	2 929.44 m	Cota cimentación de Zapata
Pls =	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli =	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nn =	2 931.20	Nivel natural del terreno
f'c =	280.00 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy =	4 200.00 kg/cm ²	Limite de fluencia del acero de refuerzo

4.7.3.1. GEOMETRIA

ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



MURO + RELLENO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	8.124	0.350	15.000	2.400	1
2	Pantalla Derecha	8.124	1.200	15.000	2.400	0.50
3	Zapata	0.900	8.900	15.000	2.400	1
4	Relleno Posterior	7.874	6.600	15.000	1.800	1
5	Relleno Delantero	0.865	0.200	15.000	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	8.124	0.350	15.000	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	8.124	1.200	15.000	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	0.865	0.200	15.000	1.800	1

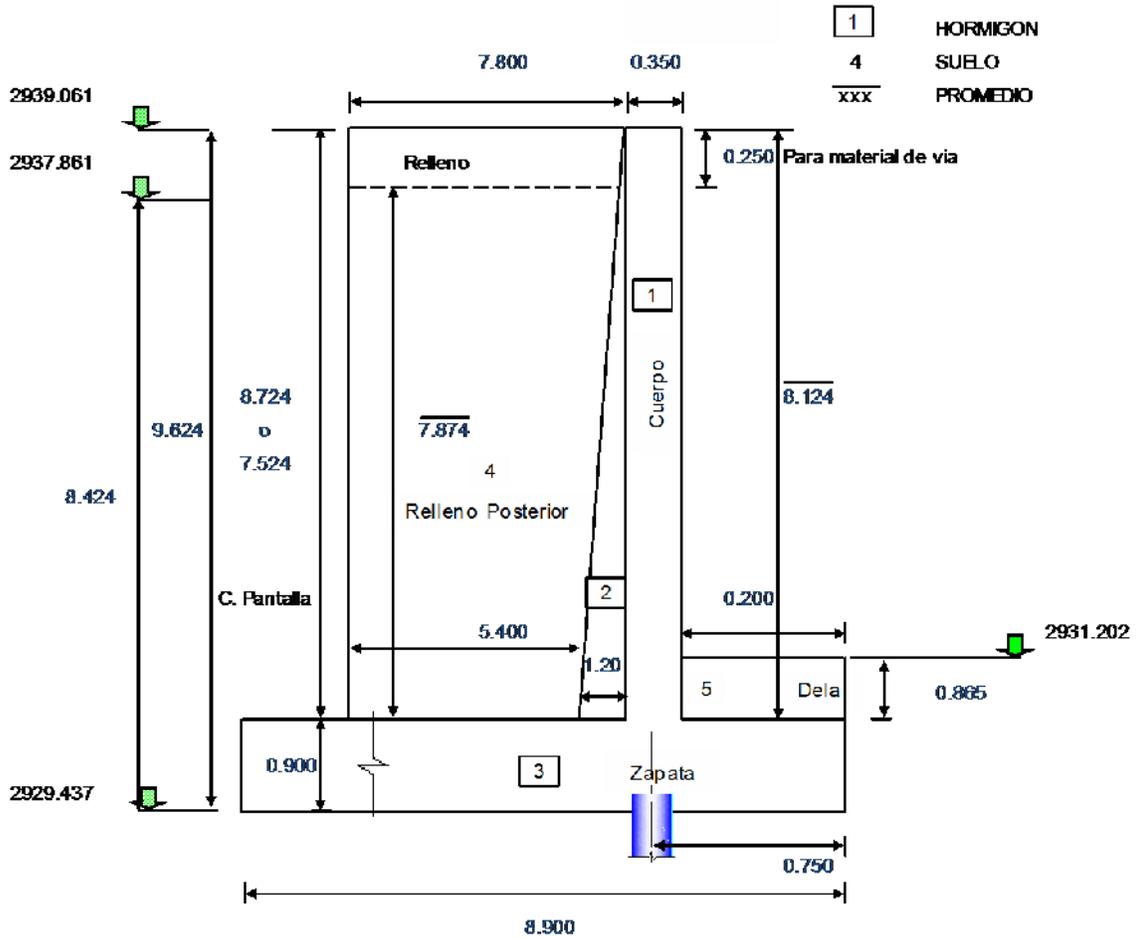
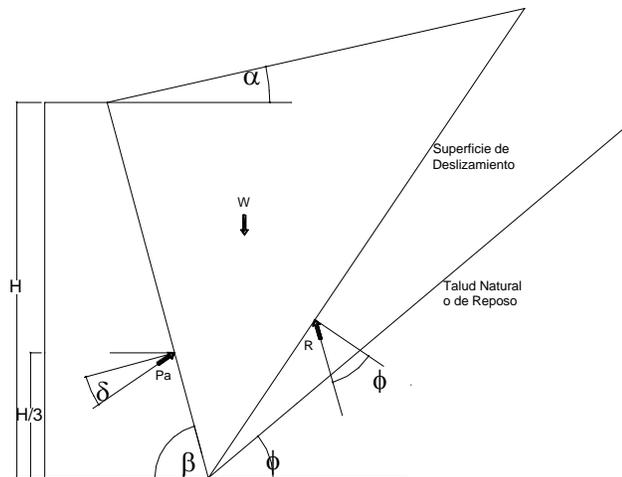


FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	102.362		-0.375		-38.386	
2	175.478		0.200		35.096	
3	288.360		3.700		1066.932	
4	1403.147		4.300		6033.531	
5	4.671		-0.650		-3.036	
6	102.362		7.775		795.868	
7	175.478		7.200		1263.444	
8	4.671		8.050		37.602	
?	2256.530	0.000			9191.051	0.000

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote = 0.750

PRESION DE TIERRAS

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata



- $\gamma \sigma = 1.800 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo
- $\alpha = 0.00^\circ$ Angulo inclinación talud relleno
- $\phi = 32.00^\circ$ Angulo de fricción interna del suelo
- $\beta = 90.00^\circ$ Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- $\delta = 16.00^\circ$ Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)
- $K_p = \text{tag}^2 (45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo
- $K_p = 3.25$

$K_a =$ Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2 (\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\phi + \delta) * \text{Sen} (\phi - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta) * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- $K_a = 0.278$
- $h' = 0.600 \text{ m}$ Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
- $h = 8.774 \text{ m}$ Altura promedio para presión de tierras
- $q_1 = 0.300 \text{ t/m}^2$ Presión por sobrecarga $\gamma \sigma \times K_a \times h'$
- $q_2 = 4.693 \text{ t/m}^2$ Presión máxima para Grupo I $\gamma \sigma \times K_a \times (h' + h)$

- $L_m = 15.000 \text{ m}$ Ancho de presión de tierras.- largo del muro
 $E = \frac{q_1+q_2}{2} * h * L_m$
 $E_{a1} = 328.610 \text{ t}$ Empuje de tierras con sobrecarga
 $y_e = 3.101 \text{ m}$ Ubicación de empuje desde eje xx
 $M_{Eo} = 1018.889 \text{ tm}$ Momento por presión de tierra

 $E_{p2} = 32.875 \text{ t}$ Empuje de tierras pasiva
 $y_e = 0.288 \text{ m}$ Ubicación de empuje desde eje xx
 $M_{Eo} = 9.479 \text{ tm}$ Momento por presión de tierra

SISMO

- ACELERACION A: (Z) 0.40
 COEFICIENTE DE SITIO S: 1.5
 $E_q = W \times A$ W = Carga muerta (Peso)
 A = 0.400
 K_h = 0.200

Infraestructura: solo Muro Desde N. Inferior de zapata

FIG.	PESO	y	M = Py	ELEMENTO
1	102.362	4.962	507.922	Pantalla Derecha
2	175.478	3.608	633.126	Pantalla Derecha
3	288.360	0.450	129.762	Zapata
6	102.362	4.962	507.922	Pantalla Izquierda
7	175.478	3.608	633.126	Pantalla Izquierda
6				
Σ	844.042		2411.859	

- $E_q = 0.200 \times 844.04 = 168.808 \text{ t}$
 $h_i = 2.858 \text{ m}$ Altura promedio del muro
 $M_{eq-i} = 482.372 \text{ tm}$

Suelo

METODO DE MONONOBE-OKABE

Presión de tierras sin sobrecarga:

- $q_2 = 4.393 \text{ t/m}^2$ Presión máxima sin sobrecarga
 $E_a = 289.074 \text{ t}$ Empuje de tierras normal sin sobrecarga
 $E_{ad} = 1/2 \gamma h^2 (1 - K_v) K_{ad} a$
 $K_{ad} =$ Coeficiente sísmica de presión activa

$$K_{ad} = \frac{\text{Sen}^2 (\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos} \theta' * \text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \theta' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\Phi + \delta) * \text{Sen} (\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta - \theta') * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

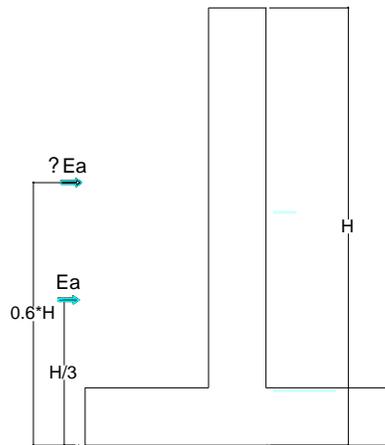
Donde:

E_{ad} Fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

$$\theta' = \text{Arctg} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

- $K_h = 0.200$ Coeficiente de aceleración horizontal
 $K_v = 0.000$ Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)
 $K_h/(1-K_v) = 0.200$
 $\theta' = \text{Arc tg} (0.200)$

- θ' = 11.310 °
- α = 0.000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.000 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.000 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
- Kad = 0.422
- Ead = 438.120 t Empuje de tierras
- ΔEad = 149.047 t Incremento dinámico de empuje
- MEad = $Ea \cdot \frac{h}{3} + \Delta Eae \cdot (h \cdot 0.6)$ Momento por el Metodo de Mononobe - Okabe
- MEad = 1 630.086 tm



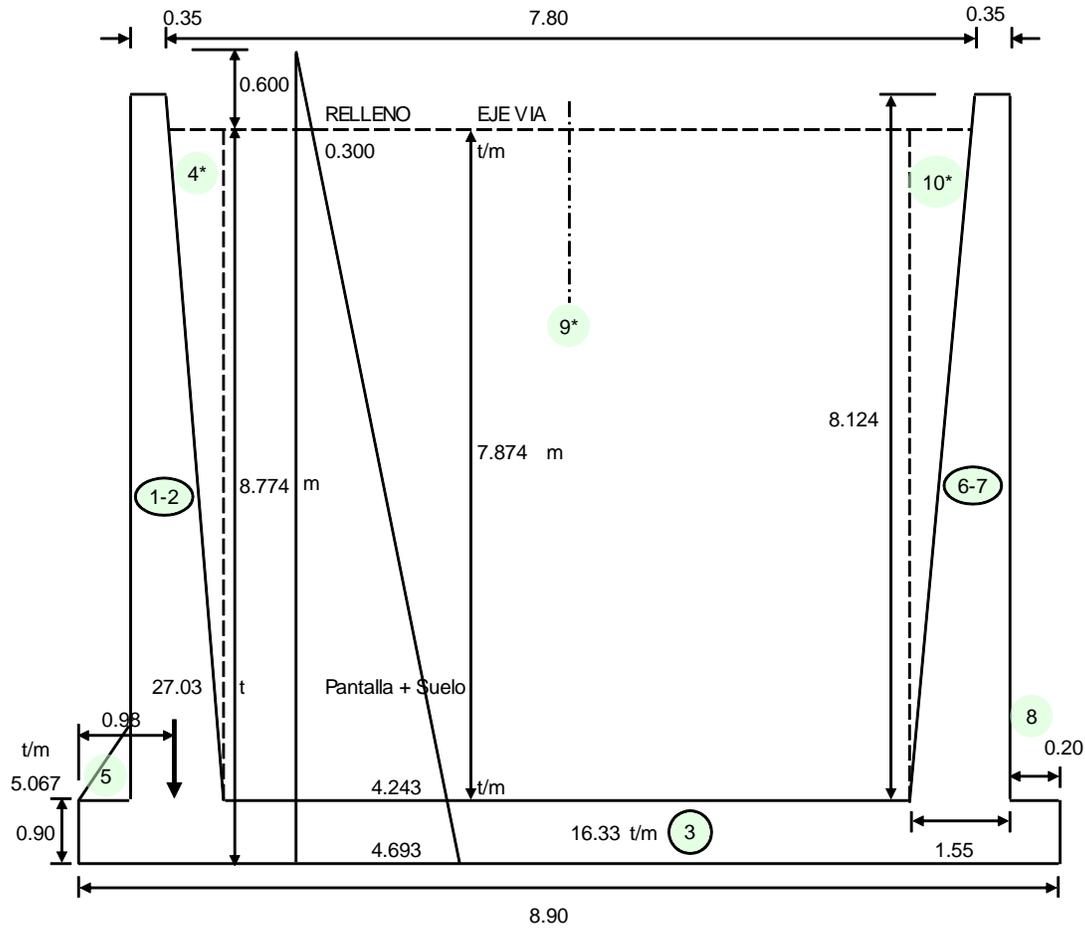
Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	168.808	482.372
METODO DE MONONOBE-OKABE	149.047	1630.086
Total	317.855	2112.457

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

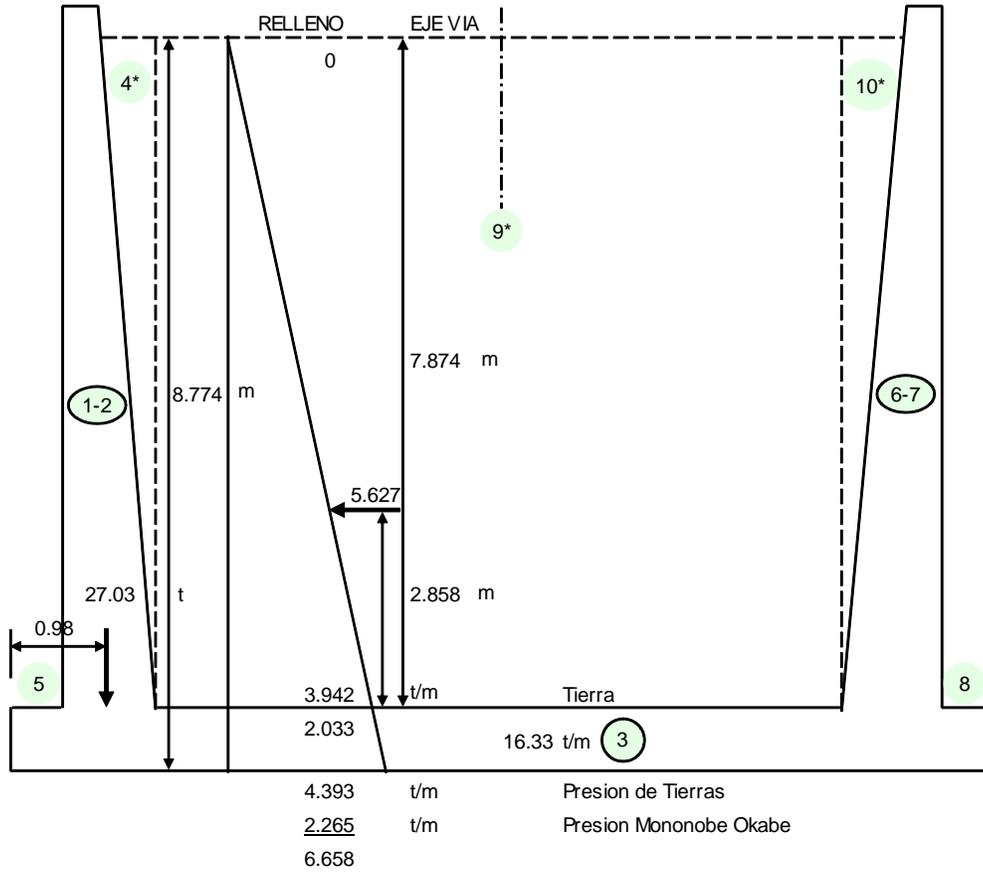
(CM + CV + E) Grupo I Estribo con carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm	
1	102.362		-0.375		-38.386		Pantalla
2	175.478		0.200		35.096		Pantalla
3	288.360		3.700		1066.932		Zapata
4*	127.559		6.800		867.400		Rell. Pant.
5	4.671		-0.650		-3.036		Rell. Del.
6	102.362		7.775		795.868		Pantalla
7	175.478		7.200		1263.444		Pantalla
8	4.671		8.050		37.602		Rell. Del.
9*	1148.029		3.700		4247.708		Rell. Post.
10*	127.559		0.600		76.535		Rell. Post.
?	2256.530	0.000			8349.162	0.000	



(CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	102.362		-0.375		-38.386	
2	175.478		0.200		35.096	
3	288.360		3.700		1066.932	
4*	127.559		6.800		867.400	
5	4.671		-0.650		-3.036	
6	102.362		7.775		795.868	
7	175.478		7.200		1263.444	
8	4.671		8.050		37.602	
9*	1148.029		3.700		4247.708	
10*	127.559		0.600		76.535	
Eq		168.808		2.858		482.372
Ead						
?	2256.530	168.808			8349.162	482.372



CALCULO A FLEXION

MOMENTOS DEL GRUPO I (CM+CV+E)

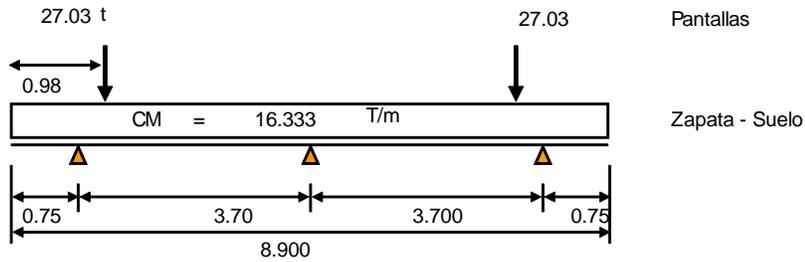
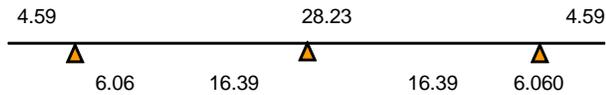


DIAGRAMA DE MOMENTOS



MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)

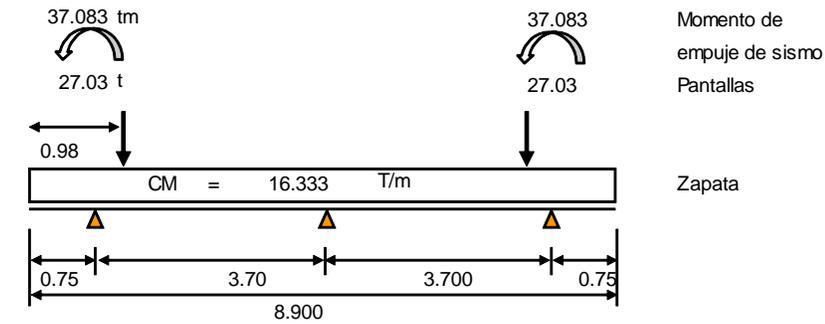
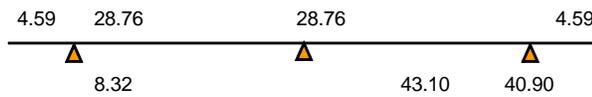


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Datos obtenidos en el programa sap 2000 v.14

RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	15.000 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	133.500 m ²	Area
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
Ix	=	881.211 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	2 256.530 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
? Me	=	8 349.162 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

P	=	2 256.530 t	
E	=	168.808 t	Empuje tierras y sismo
? Me	=	8 349.162 tm	Momento Estabilizante sin CV
Mo	=	482.372 tm	Momento de Empuje tierras y sismo
y	=	3.486 m	
e	=	0.214 m	Excentricidad con respecto al c. g. zapata
M	=	482.372 tm	

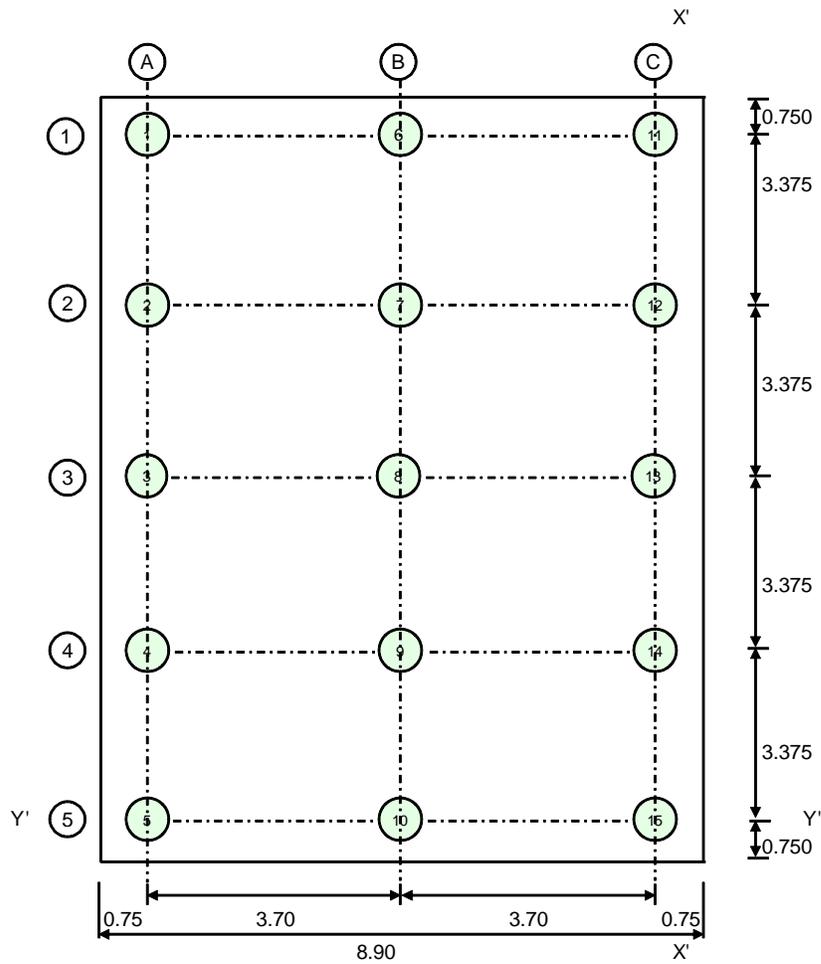
Diseñamos con el caso mas critico para nuestro caso (VII)

ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

PILOTES

DATOS DE PILOTES		Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p	=	800.00 mm	800.00 mm
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=	199.00 t	181.00 t
CARGA POR FRICCION NEGATIVA P_f	=	0.00 t	0.00 t
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE P_i	=	2919.00 m	2920.00 m
COTA DE ZAPATA	=	2929.44 m	2929.44 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=	10.44 m	9.44 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=	15	15
CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES			



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
A	5	1,2,3,4,5	7.400	37.000	-3.700	68.450
B	5	6,7,8,9,10	3.700	18.500	0.000	0.000
C	5	11,12,13,14,15	0.000	0.000	3.700	68.450
Σ	15			55.500		136.900

$$Y_p = \frac{55.5}{15} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 136.900 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp}^2 No x $(dp)^2$
1	3	1,6,11	13.500	40.500	6.750	136.688
2	3	2,7,12	10.125	30.375	3.375	34.172
3	3	3,8,13	6.750	20.250	0.000	0.000
4	3	4,9,14	3.375	10.125	-3.375	34.172
5	3	5,10,15	0.000	0.000	-6.750	136.688
Σ	15			101.250		341.719

$$Y_p = \frac{101.3}{15} = 6.750 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 341.719 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

GRUPO VII

$$Y_x = 3.700 \text{ m}$$

$$Y_x = 3.486 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.000 \text{ m}$$

$$e = 0.214 \text{ m}$$

$$P_i = 2256.530 \text{ t}$$

$$P_i = 2256.530 \text{ t}$$

$$M_x = 0.000 \text{ tm}$$

$$M_x = 482.372 \text{ tm}$$

$$M_x / I_{gpx} = 0.000$$

$$M_x / I_{gpx} = 3.524$$

P_p = Carga en cada pilote

$$P_p = P / N \pm M_{dp} / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 168.808 \text{ t}$$

Carga sísmica total: superestructura + estribo

$$M_{eq} = 482.372 \text{ tm}$$

Momento sísmico total: superestructura + estribo

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

Eq = 50.642 t
 Meqy = 144.712 tm
 My/lgpy = 0.423

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	5	12,3,4,5	-3.700	150.435	137.398
B	5	6,7,8,9,10	0.000	150.435	150.435
C	5	11,12,13,14,15	3.700	150.435	163.472

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	3	16,11	6.750	2.858
2	3	2,7,12	3.375	1.429
3	3	3,8,13	0.000	0.000
4	3	4,9,14	-3.375	-1.429
5	3	5,10,15	-6.750	-2.858

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	140.257	9	149.006
2	138.828	10	147.577
3	137.398	11	166.331
4	135.969	12	164.902
5	134.540	13	163.472
6	153.294	14	162.043
7	151.865	15	160.614
8	150.435		

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ESTRIBO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	Grupo VII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
IZQ. (A)	150.44	140.26	58.69	78.06
CEN. (B)	150.44	150.44	58.69	78.06
DER. (C)	150.44	166.33	58.69	78.06

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

CIMENTACION Diseñamos para el Grupo VII

DATOS DE CIMENTACION

Lc = 15.000 m Longitud del cimentacion
 hz = 0.900 m Altura de zapata

- ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 0.700 m Altura efectiva en flexión
- e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes
- n = 15 pil. Numero de Pilotes
- b = 8.90 Ancho de la cimentacion
- A = 133.500 m² Area total para flexión A = b x Lc
- fu = 1.400

Armadura:

- f'c = 280 kg/cm²
- Fy = 4 200 kg/cm²
- b = 890.00 cm
- hz = 90.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{F_y} * b * d$$

- ri = 20.00 cm
- d = 70.00 cm

ρ mín .- En función del momento de agrietamiento

M tm	Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ² /m
28.76	40.26	23.33	15.25	20.28	20.28
43.10	60.34	23.33	22.88	30.43	23.33

Usamos:

- 1 Ø 22 mm a 0,17 m Superior 22.81 cm²/m
- 1 Ø 22 mm a 0,25 m Inferior 15.21 cm²/m
- 1 Ø 18 mm a 0,25 m Inferior 10.18 cm²/m

ρt = 0.0018 b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)

- Ast = 12.60 cm²/m 1/3 4.20 cm²/m
- Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inferior-superior 4.52 cm²/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a -a

Vaa = 59.240

Vuaa = 82.94 t

vu = $\frac{Vu}{\phi * b * d}$ φ = 0.85

vu = 8.13 kg/cm² > vu OK d = 120.000 cm

Chequeamos el corte en la sección b -b (A una distancia d)

Vbb = 22.400 t Corte en la sección aa

Vubb = 31.36 t Corte último en sección aa

vu = $\frac{Vu}{\phi * b * d}$

vu = 5.27 kg/cm² Esfuerzo cortante en la sección aa

vc = $0.53 * \sqrt{f'c}$

vc = 8.87 kg/cm² > vu OK d = 70.000 cm

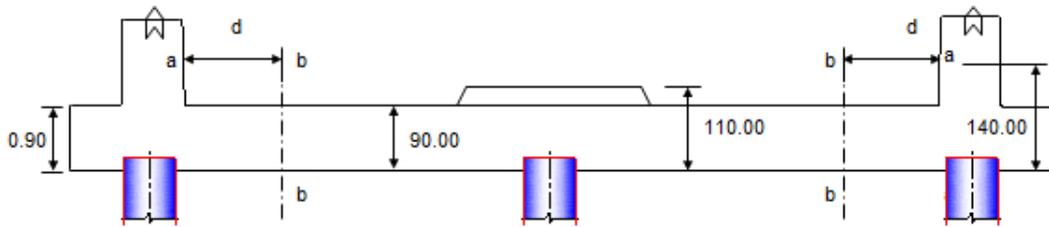
Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

Vcc = 48.270 t Corte en en centro

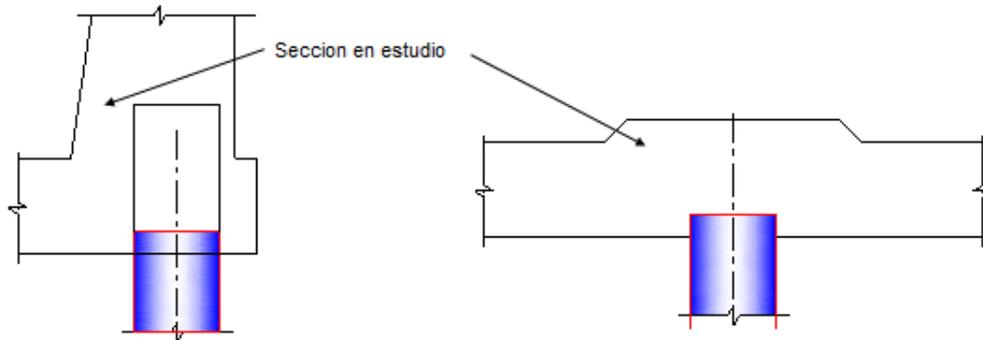
Vucc = 67.58 t Corte último en el centro

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = 8.83 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK} \quad d = 90.000 \text{ cm}$$



Los cortes en la sección a - a tengo un d inicial de 0.70 m pero al esta por debajo de la pantalla tengo el peralte necesario Y en centro de la viga se necesita un peralte de 1.10 metros, por lo q en ese sector se incrementa el peralte de la zapata



CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

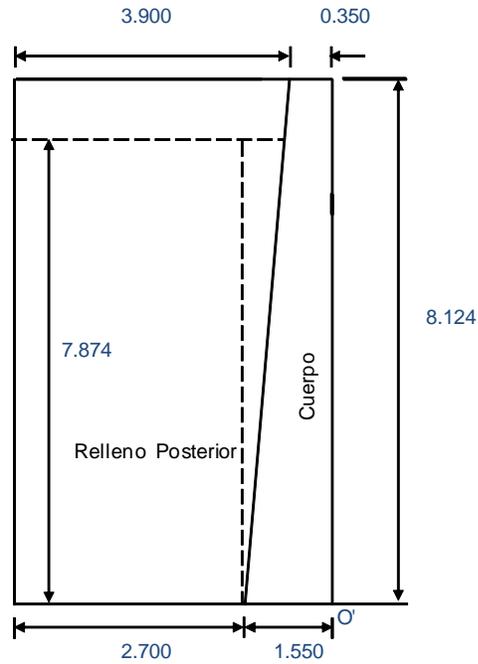
a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 15.00 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

PESO PROPIO

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	6.824	0.175	1.194
2	11.699	0.750	8.774
3	8.504	1.150	9.780
Σ	27.027		19.748



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 7.874 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 4.243 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 17.886 t Empuje de tierras
- y_e = 2.798 m Ubicación de empuje
- $M_{vo'}$ = 50.049 tm Momento por presión de tierras

COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PANTALLA

$$d = \sqrt{\frac{M_{uv}}{\phi * R_u * b}}$$

- f_u = 1.700
- M_{uv} = 85.084
- R_u = 52.930 Kg/cm²
- d = 42.262

SISMO

Muro

FIG.	PESO	y	$M_v = P_y$
1	6.824	4.062	27.720
2	11.699	2.708	31.680
3			
Σ	18.523		59.399

- A = 0.400 Aceleración del sitio.
- Kh = 0.200 Aceleración horizontal
- S = 1.500 Coeficiente de sitio
- W = 18.523 t Peso
- y = 3.207 m Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
- EQ = 18.523 x 0.200 = 3.705 t
- Meq-i = 11.880 tm

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- h = 7.874 m
- a = 1.000 m
- Ka = 0.278 Coeficiente de empuje activo
- Kad = 0.422 Coeficiente sísmica de presión activa
- Kh = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal
- Kv = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)

Presión de tierras sin sobrecarga:

- q2 = 3.942 t/m² Presión máxima sin sobrecarga
- Ea = 15.521 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga
- Ead = $1/2 \gamma_s H^2 (1 - Kv) Kae a$
- Ead = 23.523 t
- ΔEad = 8.003 t
- Mead = 78.544 tm

Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	3.705	11.880
Método de Mononobe - Okabe	23.523	78.544
Total	27.228	90.424

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

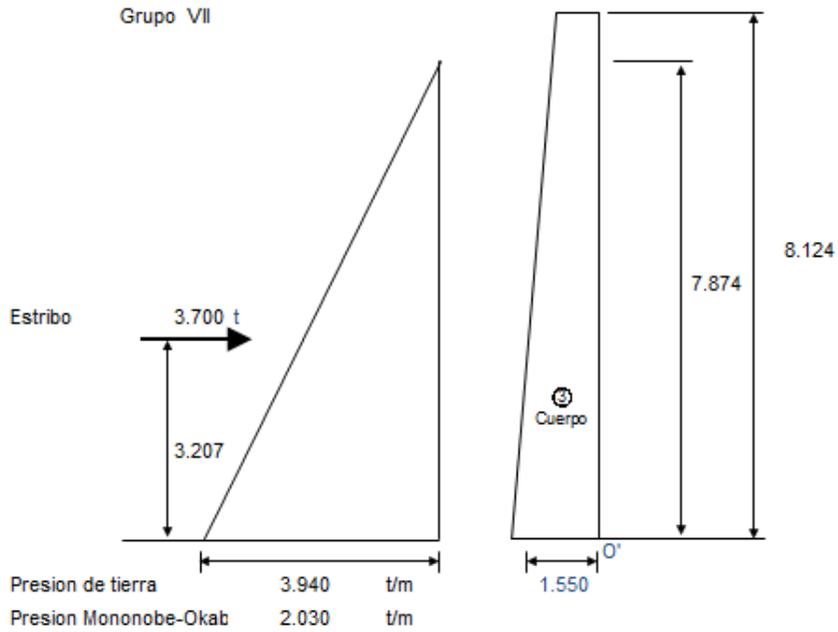
- fu = 1.70 Grupo I
- fu = 1.40 Grupo VII

Armadura:

- f'c = 280 kg/cm²
- Fy = 4 200 kg/cm²
- b = 100.00 cm
- h = 155.00 cm
- r = 7.00 cm
- d = 148.00 cm

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * Mu}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c * b * d}{Fy}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm ²	Ascal cm ²
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
1.639	1.204	0.99	0.54	0.76	52.21	17.40	0.13
3.278	2.409	3.95	4.31	6.04	76.42	25.47	1.08
<u>4.917</u>	3.613	12.58	14.56	20.39	100.63	33.54	3.65
5.986	4.399	16.87	30.23	42.32	116.42	38.81	7.60
7.055	5.184	21.99	50.92	71.29	132.21	44.07	12.84
8.124	5.970	27.95	77.53	108.55	148.00	49.33	19.63

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot d^2 \cdot b \cdot f_c}}}{1.18} \cdot \frac{f_c}{F_y} \cdot b \cdot d$$

1.33Aascal cm ²	Asdefin. cm ² /m	ACERO		
0.000	0.00	1 Ø 18 mm a 0,25 m	Contacto suelo	10.18 cm ² /m
0.180	0.18	1 Ø 18 mm a 0,25 m	Contacto suelo	10.18 cm ² /m
1.437	1.44	1 Ø 18 mm a 0,25 m	Contacto suelo	10.18 cm ² /m
4.857	4.86	1 Ø 18 mm a 0,25 m	Contacto suelo	10.18 cm ² /m
10.106	10.11	1 Ø 25 mm a 0,25 m + 1 Ø 18 mm a 0,25 m	Contacto suelo	29.81 cm ² /m
17.079	17.08	1 Ø 25 mm a 0,25 m + 1 Ø 18 mm a 0,25 m	Contacto suelo	29.81 cm ² /m
26.113	26.11	1 Ø 25 mm a 0,25 m + 1 Ø 18 mm a 0,25 m	Contacto suelo	29.81 cm ² /m

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t

$\rho_{tem} = 0.002$ a).- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con F_y no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

Ast	=	19.00 cm ² /m	2/3	12.67 cm ² /m	Ext.
		19.00 cm ² /m	1/3	6.33 cm ² /m	Int.
		1 Ø 18 mm a 0,20 m	Exterior	12.72 cm ² /m	Ext.
		1 Ø 14 mm a 0,20 m	Interior	7.70 cm ² /m	Int.

Corte:

V	=	27.950 t	Grupo VII
Vu	=	39.130 t	
vu	=	3.11 kg/cm ²	
vc	=	$0.53 \sqrt{f'c}$	
vc	=	8.87 kg/cm ²	> vu OK

DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

Ht	=	168.808 t	Fuerza horizontal total
Ff	=	112.827 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
Fp	=	55.982 t	Fuerza lateral en pilotes
Np	=	15	Número de pilotes.
Hpy	=	3.732 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
Hpx	=	3.376 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
Hp	=	5.033 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
he	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
Mp	=	12.582 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

Pf	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
Pp	=	166.331 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.076 m	
ϕ_p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
Ag	=	5 026.55 cm ²	
Asmín	=	50.27 cm ²	1% de Ag.
Usamos:		16 ϕ 25 mm	Armadura longitudinal principal
As	=	78.5 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

- $f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4\ 200.00 \text{ kg/cm}^2$
- $c \text{ bal} = 43.291 \text{ cm}$
- $e \text{ bal} = 0.282 \text{ m}$
- $\phi = 0.75$
- $Pu \text{ bal} = 553.049 \text{ t}$
- $Pu \text{ o} = 961.027 \text{ t}$

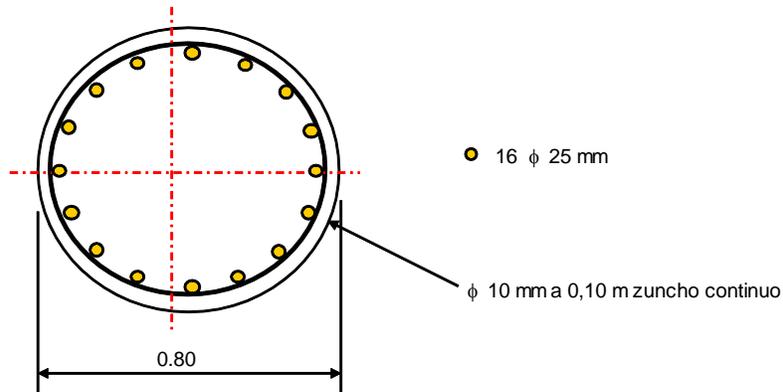
Resultados:

- $c = 49.900 \text{ cm}$
- $Pu = 501.735 \text{ t}$
- $Mu = 40.265 \text{ tm}$
- $e = 0.080 \text{ m}$

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

$Fs = 3.016$

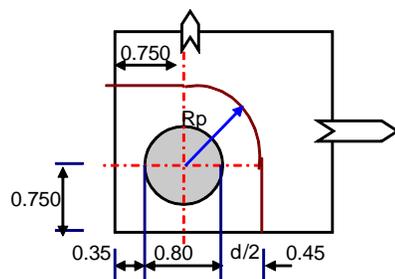
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo $\phi 10 \text{ mm}$ a $0,10 \text{ m}$



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

- $d = 0.900 \text{ m}$ Peralte efectivo.
- $Pp = 166.331 \text{ t}$ Carga del pilote.
- $fu = 1.700$ Factor mayoración
- $Ppu = 282.763 \text{ t}$ Calga última del pilote



$Rp = 0.850 \text{ m}$ Radio de punzonamiento

l_p	=	2.835 m	Longitud para punzonamiento.
A_p	=	25 516.59 cm ²	Area resistente al punzonamiento
v_u	=	11.08 kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
v_c	=	$\sqrt{f'_c}$	
v_c	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

ANEXO 4.10.1

DISEÑO DE MUROS (Muro "2" Occidental y Oriental L=15 m.)

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

Cálculo:

Juan Carlos Quilumba

Jhonny Quintana

SUPERESTRUCTURA: Long: 40.00

jun-12

SEGUNDA ALTERNATIVA: Diseño estructural en acero

CARRETERA: Escalon 1

PROVINCIA: PICHINCHA

CANTON: QUITO

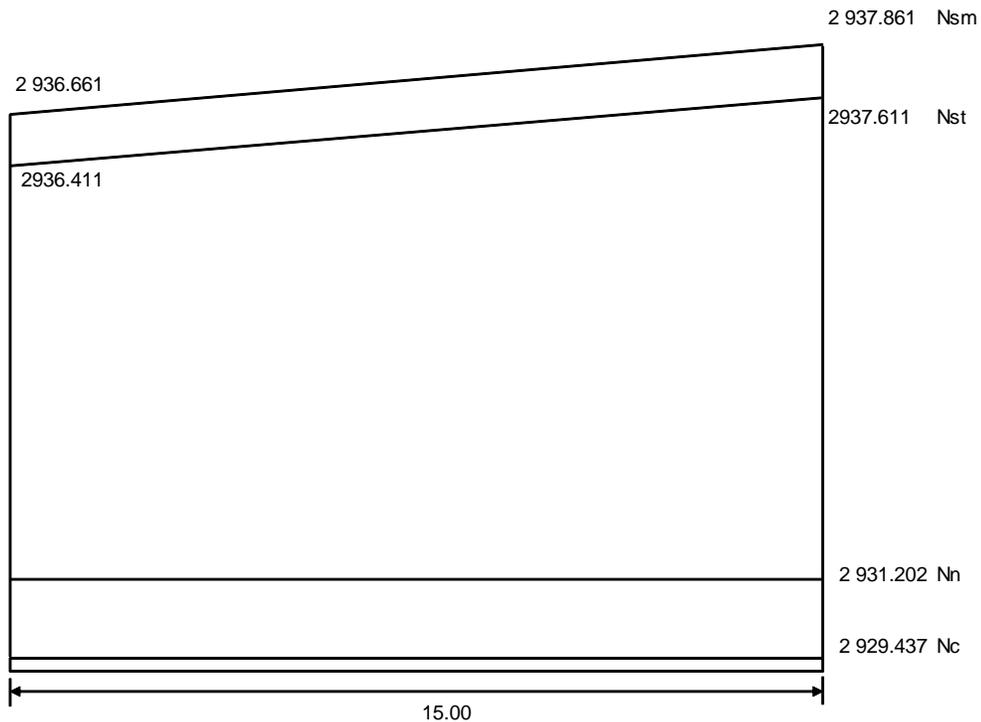
MUROS

DATOS:

Lm =	15.00 m	Largo del muro
Nsm1 =	2 937.86 m	Nivel superior muro 1
Nsm2 =	2 936.66 m.	Nivel superior muro 2
Nst1 =	2 937.61 m.	Nivel superior tierra 1
Nst2 =	2 936.41 m.	Nivel superior tierra 2
Nc =	2 929.44 m	Cota cimentación de Zapata
Pls =	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli =	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nn =	2 931.20	Nivel natural del terreno
f'c =	280.00 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy =	4 200.00 kg/cm ²	Limite de fluencia del acero de refuerzo

4.7.3.1. GEOMETRIA

ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL

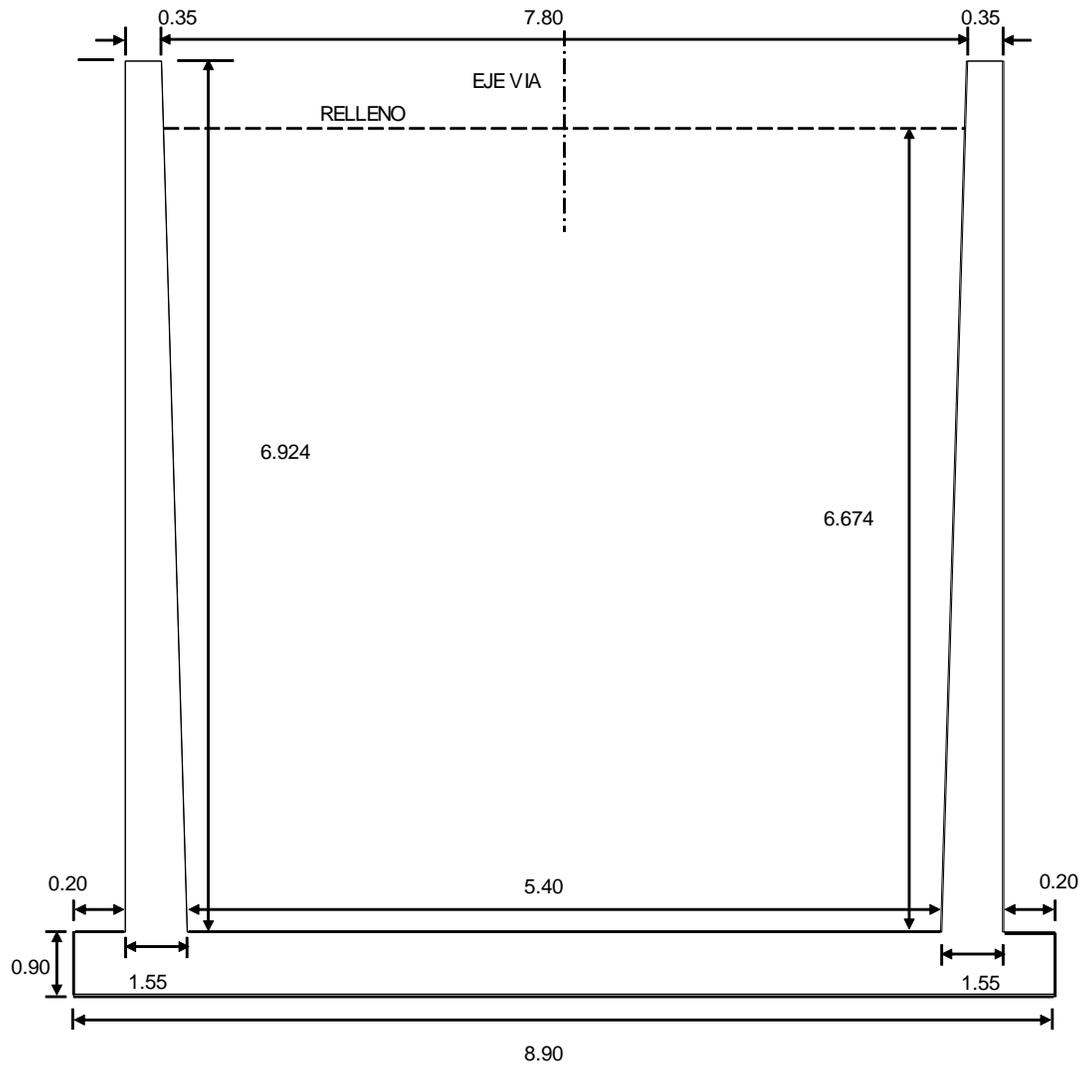
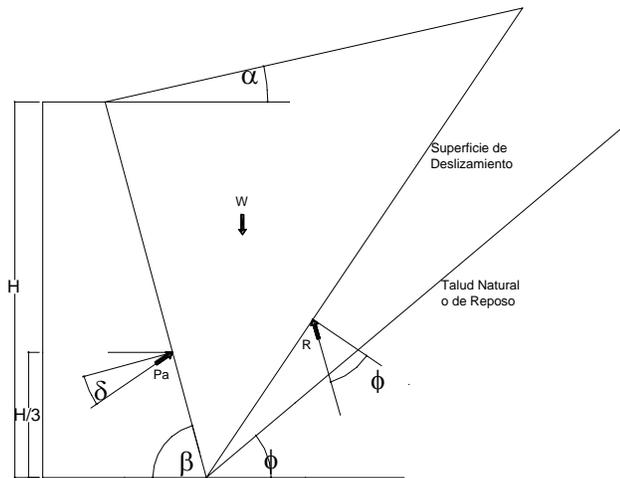


FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	87.242		-0.375		-32.716	
2	149.558		0.200		29.912	
3	288.360		3.700		1066.932	
4	1189.307		4.300		5114.019	
5	4.671		-0.650		-3.036	
6	87.242		7.775		678.310	
7	149.558		7.200		1076.820	
8	4.671		8.050		37.602	
Σ	1960.610	0.000			7967.843	0.000

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote = 0.750

PRESION DE TIERRAS

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata



- $\gamma \sigma$ = 1.800 t/m3 Peso específico del suelo
- α = 0.00 ° Angulo inclinación talud relleno
- ϕ = 32.00 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.00 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.00 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)
- K_p = $\tan^2 (45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo
- K_p = 3.25

K_a = Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2 (\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\phi + \delta) * \text{Sen} (\phi - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta) * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- K_a = 0.278
- h' = 0.600 m Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
- h = 7.574 m Altura promedio para presión de tierras
- q_1 = 0.300 t/m2 Presión por sobrecarga $\gamma \sigma \times K_a \times h'$
- q_2 = 4.092 t/m2 Presión máxima para Grupo I $\gamma \sigma \times K_a \times (h' + h)$
- L_m = 15.000 m Ancho de presión de tierras.- largo del muro

$$E = \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot h \cdot L_m$$

Ea1 = 249.538 t Empuje de tierras con sobrecarga
 ye = 2.697 m Ubicación de empuje desde eje xx
 MEo = 673.082 tm Momento por presión de tierra

Ep2 = 32.875 t Empuje de tierras pasiva
 ye = 0.288 m Ubicación de empuje desde eje xx
 MEo = 9.479 tm Momento por presión de tierra

SISMO

ACELERACION A: (Z) 0.40

COEFICIENTE DE SITIO S: 1.5

Eq = W x A W = Carga muerta (Peso)

A = 0.400

Kh = 0.200

Infraestructura: solo Muro Desde N. Inferior de zapata

FIG.	PESO	y	M = Py	ELEMENTO
1	87.242	4.362	380.551	Pantalla Derecha
2	149.558	3.208	479.783	Pantalla Derecha
3	288.360	0.450	129.762	Zapata
6	87.242	4.362	380.551	Pantalla Izquierda
7	149.558	3.208	479.783	Pantalla Izquierda
6				
Σ	761.962		1850.431	

Eq = 0.200 x 761.96 = 152.392 t

hi = 2.429 m Altura promedio del muro

Meq-i = 370.086 tm

Suelo

METODO DE MONONOBÉ-OKABÉ

Presión de tierras sin sobrecarga:

q2 = 3.792 t/m2 Presión máxima sin sobrecarga

Ea = 215.409 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga

Ead = 1/2 γ h² (1 - Kv) Kad a

Kad = Coeficiente sísmica de presión activa

$$Kad = \frac{\text{Sen}^2 (\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos} \theta' \cdot \text{Sen}^2 \beta \cdot \text{Sen} (\beta - \theta' - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\Phi + \delta) \cdot \text{Sen} (\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta - \theta') \cdot \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

Ead Fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

θ' = Arctg $\left(\frac{Kh}{1 - Kv} \right)$

Kh = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal

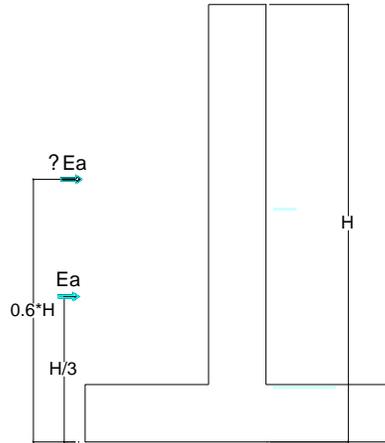
Kv = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)

Kh/(1-Kv) = 0.200

θ' = Arc tg (0.200)

θ' = 11.310 °

α	=	0.000 °	Angulo de inclinación del talud de relleno
ϕ	=	32.000 °	Angulo de fricción interna del suelo
β	=	90.000 °	Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
δ	=	16.000 °	Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
Kad	=	0.422	
Ead	=	326.474 t	Empuje de tierras
ΔEad	=	111.065 t	Incremento dinámico de empuje
MEad	=	$Ea \cdot \frac{h}{3} + \Delta Eae \cdot (h \cdot 0.6)$	Momento por el Metodo de Mononobe - Okabe
MEad	=	1 048.560 tm	



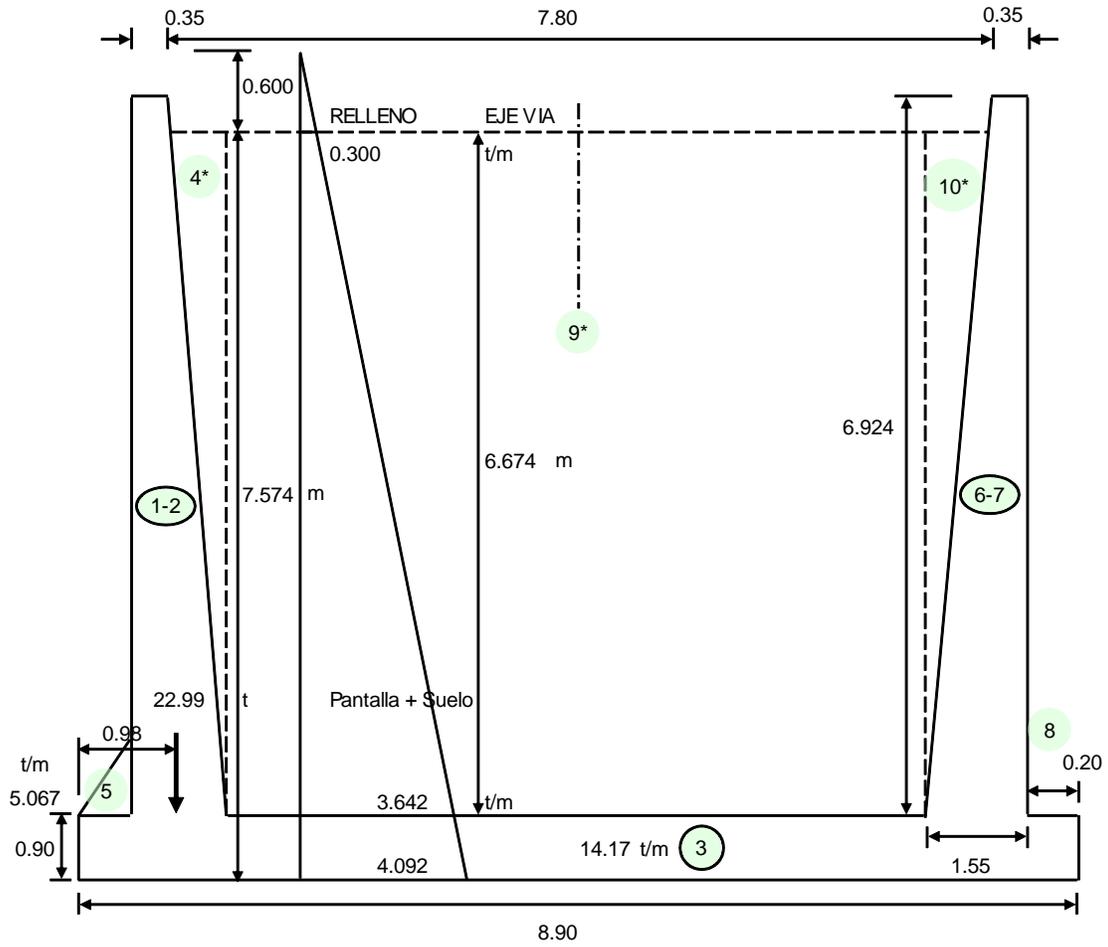
Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	152.392	370.086
METODO DE MONONOBE-OKABE	111.065	1048.560
Total	263.457	1418.647

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

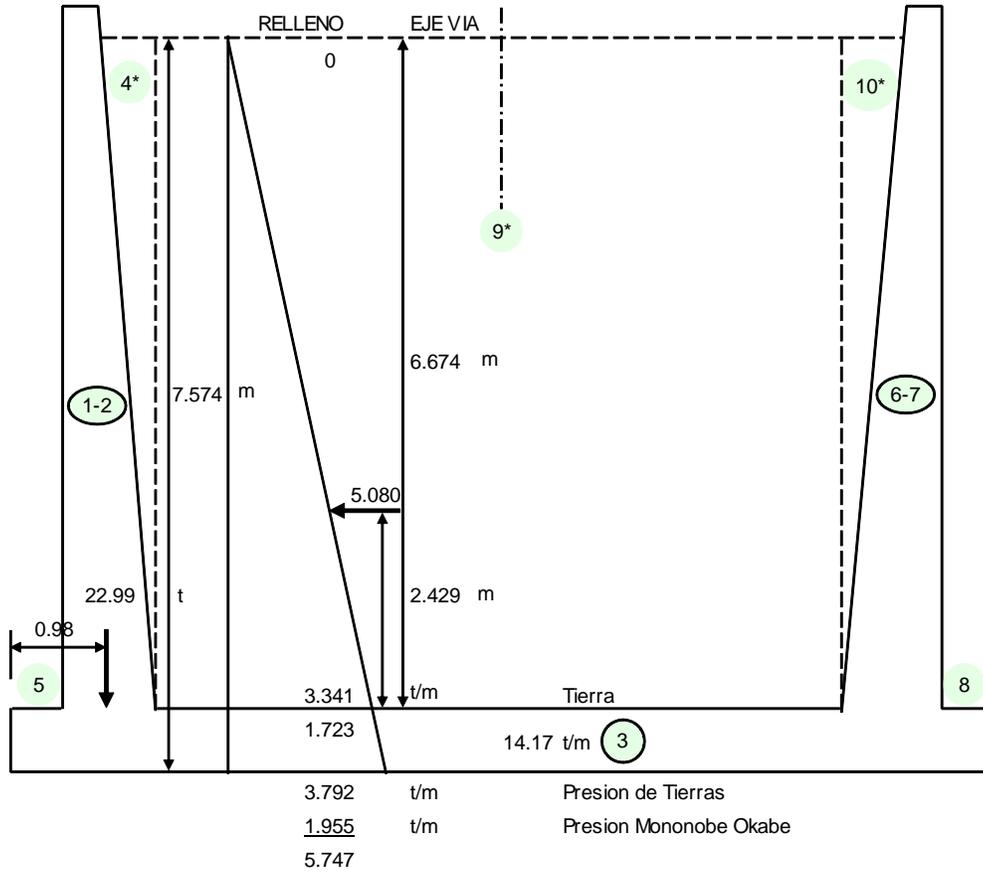
(CM + CV + E) Grupo I Estribo con carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm	
1	87.242		-0.375		-32.716		Pantalla
2	149.558		0.200		29.912		Pantalla
3	288.360		3.700		1066.932		Zapata
4*	108.119		6.800		735.208		Rell. Pant.
5	4.671		-0.650		-3.036		Rell. Del.
6	87.242		7.775		678.310		Pantalla
7	149.558		7.200		1076.820		Pantalla
8	4.671		8.050		37.602		Rell. Del.
9*	973.069		3.700		3600.356		Rell. Post.
10*	108.119		0.600		64.871		Rell. Post.
Σ	1960.610	0.000			7254.258	0.000	



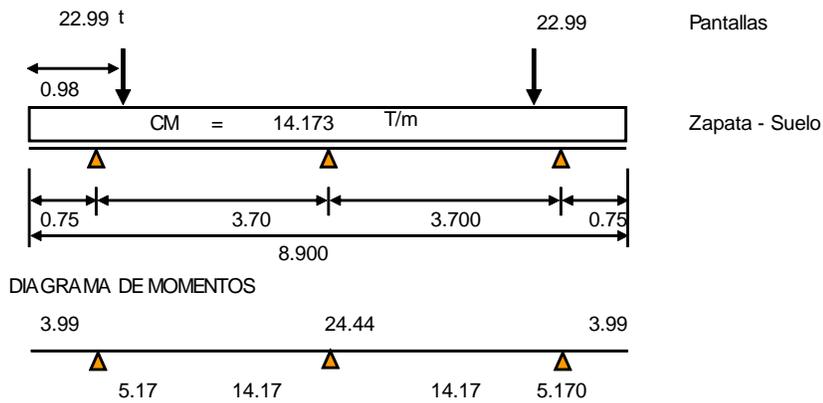
(CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	87.242		-0.375		-32.716	
2	149.558		0.200		29.912	
3	288.360		3.700		1066.932	
4*	108.119		6.800		735.208	
5	4.671		-0.650		-3.036	
6	87.242		7.775		678.310	
7	149.558		7.200		1076.820	
8	4.671		8.050		37.602	
9*	973.069		3.700		3600.356	
10*	108.119		0.600		64.871	
Σ	1960.610	0.000			7254.258	0.000

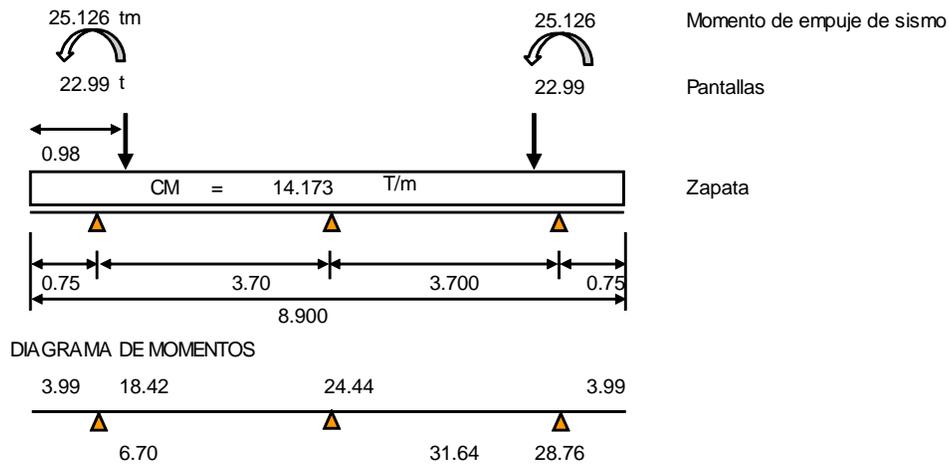


CALCULO A FLEXION

MOMENTOS DEL GRUPO I (CM+CV+E)



MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)



Datos obtenidos en el programa sap 2000 v.14

RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	15.000 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	133.500 m ²	Area
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
Ix	=	881.211 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	1 960.610 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
Σ Me	=	7 254.258 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

P	=	1 960.610 t	
E	=	152.392 t	Empuje tierras y sismo
Σ Me	=	7 254.258 tm	Momento Estabilizante sin CV
Mo	=	370.086 tm	Momento de Empuje tierras y sismo
y	=	3.511 m	
e	=	0.189 m	Excentricidad con respecto al c. g. zapata
M	=	370.086 tm	

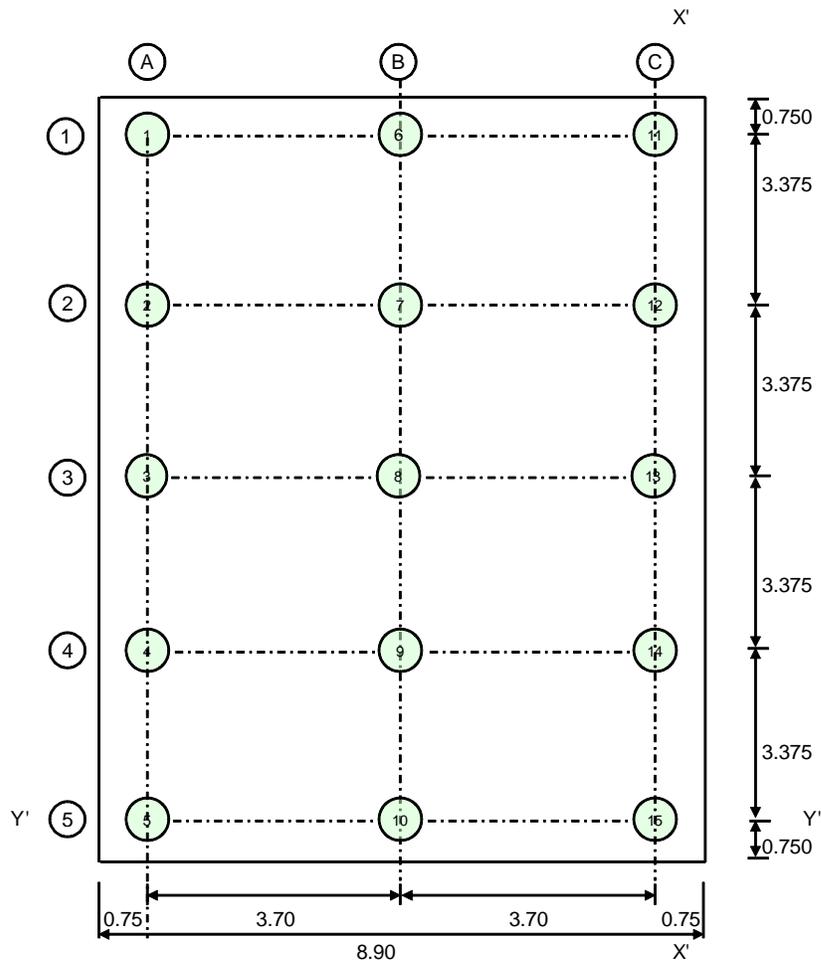
Diseñamos con el caso mas critico para nuestro caso (VII)

ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

PILOTES

DATOS DE PILOTES		Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p	=	800.00 mm	800.00 mm
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=	199.00 t	128.00 t
CARGA POR FRICCION NEGATIVA P_f	=	0.00 t	0.00 t
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE P_i	=	2919.00 m	2918.00 m
COTA DE ZAPATA	=	2929.44 m	2929.44 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=	10.44 m	11.44 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=	15	15
CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES			



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
A	5	1,2,3,4,5	7.400	37.000	-3.700	68.450
B	5	6,7,8,9,10	3.700	18.500	0.000	0.000
C	5	11,12,13,14,15	0.000	0.000	3.700	68.450
Σ	15			55.500		136.900

$$Y_p = \frac{55.5}{15} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 136.900 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
1	3	1,6,11	13.500	40.500	6.750	136.688
2	3	2,7,12	10.125	30.375	3.375	34.172
3	3	3,8,13	6.750	20.250	0.000	0.000
4	3	4,9,14	3.375	10.125	-3.375	34.172
5	3	5,10,15	0.000	0.000	-6.750	136.688
Σ	15			101.250		341.719

$$Y_p = \frac{101.3}{15} = 6.750 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 341.719 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

GRUPO VII

$$Y_x = 3.700 \text{ m}$$

$$Y_x = 3.511 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.000 \text{ m}$$

$$e = 0.189 \text{ m}$$

$$P_i = 1960.610 \text{ t}$$

$$P_i = 1960.610 \text{ t}$$

$$M_x = 0.000 \text{ tm}$$

$$M_x = 370.086 \text{ tm}$$

$$M_x/I_{gpx} = 0.000$$

$$M_x/I_{gpx} = 2.703$$

P_p = Carga en cada pilote

$$P_p = P/N \pm M dp / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 152.392 \text{ t}$$

Carga sísmica total: superestructura + estribo

$$M_{eq} = 370.086 \text{ tm}$$

Momento sísmico total: superestructura + estribo

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

Eq = 45.718 t
 Meqy = 111.026 tm
 My/lgpy = 0.325

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	5	1,2,3,4,5	-3.700	130.707	120.705
B	5	6,7,8,9,10	0.000	130.707	130.707
C	5	11,12,13,14,15	3.700	130.707	140.710

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	3	1,6,11	6.750	2.193
2	3	2,7,12	3.375	1.097
3	3	3,8,13	0.000	0.000
4	3	4,9,14	-3.375	-1.097
5	3	5,10,15	-6.750	-2.193

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	122.898	9	129.611
2	121.802	10	128.514
3	120.705	11	142.903
4	119.608	12	141.806
5	118.512	13	140.710
6	132.900	14	139.613
7	131.804	15	138.517
8	130.707		

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ESTRIBO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	Grupo VII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
IZQ. (A)	130.71	122.90	58.69	78.06
CEN. (B)	130.71	130.71	58.69	78.06
DER. (C)	130.71	142.90	58.69	78.06

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

CIMENTACION Diseñamos para el Grupo VII

DATOS DE CIMENTACION

Lc = 15.000 m Longitud del cimentacion
 hz = 0.900 m Altura de zapata

- ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 0.700 m Altura efectiva en flexión
- e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes
- n = 0 pil. Numero de Pilotes
- b = 8.90 Ancho de la cimentacion
- A = 133.500 m² Area total para flexión A = b x Lc
- fu = 1.400

Armadura:

- f'c = 280 kg/cm²
- Fy = 4 200 kg/cm²
- b = 890.00 cm
- hz = 90.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{F_y} * b * d$$

- ri = 20.00 cm
- d = 70.00 cm

ρ mín .- En función del momento de agrietamiento

M tm	Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ² /m
24.44	34.22	23.33	12.96	17.23	17.23
31.64	44.30	23.33	16.78	22.32	22.32

Usamos:

- 1 Ø 20 mm a 0,17 m Superior 18.85 cm²/m
- 1 Ø 22 mm a 0,17 m Inferior 22.81 cm²/m

ρt = 0.0018 b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)

- Ast = 12.60 cm²/m 1/3 4.20 cm²/m
- Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inferior-superior 4.52 cm²/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a -a

- Vaa = 49.100
- Vuaa = 68.74 t
- vu = $\frac{Vu}{\phi * b * d}$ φ = 0.85
- vu = 6.74 kg/cm² > vu OK d = 120.000 cm

Chequeamos el corte en la sección b -b (A una distancia d)

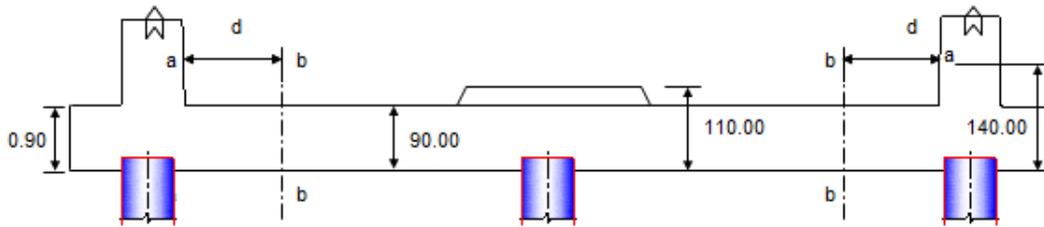
- Vbb = 16.160 t Corte en la sección aa
- Vubb = 22.62 t Corte último en sección aa
- vu = $\frac{Vu}{\phi * b * d}$
- vu = 3.80 kg/cm² Esfuerzo cortante en la sección aa
- vc = $0.53 * \sqrt{f'c}$
- vc = 8.87 kg/cm² > vu OK d = 70.000 cm

Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

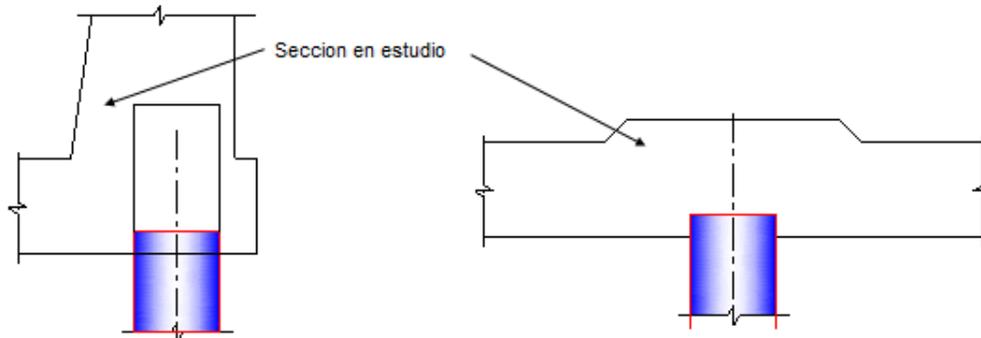
- Vcc = 39.930 t Corte en en centro
- Vucc = 55.90 t Corte último en el centro

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = 7.31 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK} \quad d = 90.000 \text{ cm}$$



Los cortes en la sección a - a tengo un d inicial de 0.70 m pero al esta por debajo de la pantalla tengo el peralte necesario Y en centro de la viga se necesita un peralte de 1.10 metros, por lo q en ese sector se incrementa el peralte de la zapata



CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

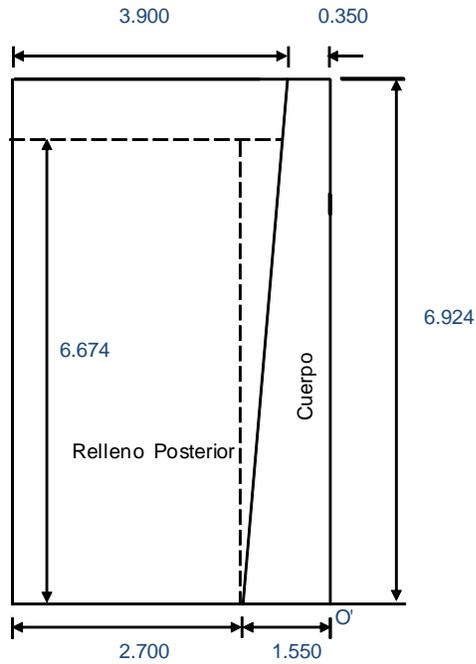
a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 15.00 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	5.816	0.175	1.018
2	9.971	0.750	7.478
3	7.208	1.150	8.289
Σ	22.995		16.785



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 6.674 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 3.642 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 13.155 t Empuje de tierras
- y_e = 2.394 m Ubicación de empuje
- $M_{vo'}$ = 31.496 tm Momento por presión de tierras

COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PANTALLA

$$d = \sqrt{\frac{M_{uv}}{\phi * R_u * b}}$$

- f_u = 1.700
- M_{uv} = 53.544
- R_u = 52.930 Kg/cm²
- d = 33.526

SISMO

Muro

FIG.	PESO	y	$M_v = P_y$
1	5.816	3.462	20.136
2	9.971	2.308	23.012
3			
Σ	15.787		43.148

A	=	0.400	Aceleración del sitio.
Kh	=	0.200	Aceleración horizontal
S	=	1.500	Coefficiente de sitio
W	=	15.787 t	Peso
y	=	2.733 m	Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
EQ	=	15.787 x 0.200	= 3.157 t
Meq-i	=	8.630 tm	

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

γ_s	=	1.800 t/m ³	Peso específico del suelo
h	=	6.674 m	
a	=	1.000 m	
Ka	=	0.278	Coefficiente de empuje activo
Kad	=	0.422	Coefficiente sísmica de presión activa
Kh	=	0.200	Coefficiente de aceleración horizontal
Kv	=	0.000	Coefficiente de aceleración vertical (adoptado)

Presión de tierras sin sobrecarga:

q ₂	=	3.341 t/m ²	Presión máxima sin sobrecarga
Ea	=	11.151 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
Ead	=	1/2 $\gamma_s H^2 (1 - K_v) K_{ae} a$	
Ead	=	16.900 t	
ΔE_{ad}	=	5.749 t	
Me _{ad}	=	47.828 tm	

Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	3.157	8.630
Método de Mononobe - Okabe	16.900	47.828
Total	20.057	56.458

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

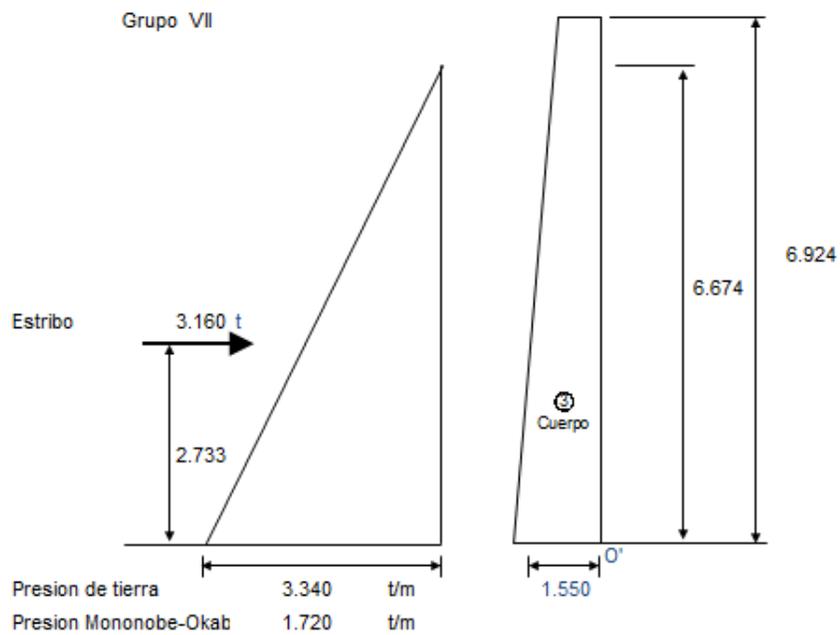
f _u	=	1.70 Grupo I
f _u	=	1.40 Grupo VII

Armadura:

f' _c	=	280 kg/cm ²
F _y	=	4 200 kg/cm ²
b	=	100.00 cm
h	=	155.00 cm
r	=	7.00 cm
d	=	148.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'_c}}}{1.18} * \frac{f'_c * b * d}{F_y}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm ²	Ascal cm ²
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
1.397	1.021	0.71	0.33	0.46	52.21	17.40	0.08
2.794	2.042	2.85	2.66	3.72	76.42	25.47	0.66
<u>4.191</u>	3.063	9.58	8.96	12.55	100.63	33.54	2.25
5.102	3.728	12.67	19.05	26.68	116.42	38.81	4.78
6.013	4.394	16.37	32.24	45.13	132.21	44.07	8.11
6.924	5.060	20.68	49.07	68.69	148.00	49.33	12.37

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot d^2 \cdot b \cdot f_c}}}{1.18} \cdot \frac{f_c}{F_y} \cdot b \cdot d$$

1.33Aascal cm ²	Asdefin. cm ² /m	ACERO		
0.000	0.00	1 Ø 16 mm a 0,20 m	Contacto suelo	10.05 cm ² /m
0.111	0.11	1 Ø 16 mm a 0,20 m	Contacto suelo	10.05 cm ² /m
0.884	0.88	1 Ø 16 mm a 0,20 m	Contacto suelo	10.05 cm ² /m
2.988	2.99	1 Ø 16 mm a 0,20 m	Contacto suelo	10.05 cm ² /m
6.360	6.36	1 Ø 16 mm a 0,20 m + 1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	17.75 cm ² /m
10.782	10.78	1 Ø 16 mm a 0,20 m + 1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	17.75 cm ² /m
16.453	16.45	1 Ø 16 mm a 0,20 m + 1 Ø 14 mm a 0,20 m	Contacto suelo	17.75 cm ² /m

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t

$\rho_{tem} = 0.002$ a).- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con F_y no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

Ast	=	19.00 cm ² /m	2/3	12.67 cm ² /m	Ext.
		19.00 cm ² /m	1/3	6.33 cm ² /m	Int.
		1 Ø 18 mm a 0,20 m	Exterior	12.72 cm ² /m	Ext.
		1 Ø 14 mm a 0,20 m	Interior	7.70 cm ² /m	Int.

Corte:

V	=	20.678 t	Grupo VII	
V _u	=	28.949 t		
v _u	=	2.20 kg/cm ²		
v _c	=	$0.53 \sqrt{f'c}$		
v _c	=	8.87 kg/cm ²	> v _u	OK

DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

H _t	=	152.392 t	Fuerza horizontal total
F _f	=	98.031 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
F _p	=	54.362 t	Fuerza lateral en pilotes
N _p	=	15	Número de pilotes.
H _{py}	=	3.624 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
H _{px}	=	3.048 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
H _p	=	4.735 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
h _e	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
M _p	=	11.838 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

P _f	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
P _p	=	142.903 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.083 m	
φ _p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
A _g	=	5 026.55 cm ²	
A _{smin}	=	50.27 cm ²	1% de A _g .
Usamos:		16 φ 25 mm	Armadura longitudinal principal
A _s	=	78.5 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

- $f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4\ 200.00 \text{ kg/cm}^2$
- $c \text{ bal} = 43.291 \text{ cm}$
- $e \text{ bal} = 0.282 \text{ m}$
- $\phi = 0.75$
- $Pu \text{ bal} = 553.049 \text{ t}$
- $Pu \text{ o} = 961.027 \text{ t}$

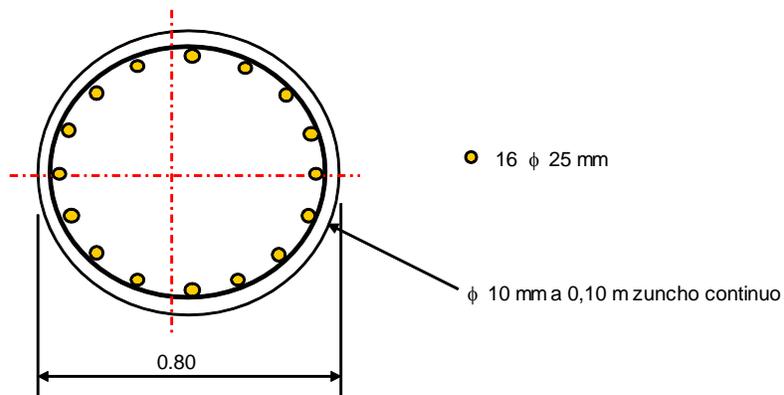
Resultados:

- $c = 71.000 \text{ cm}$
- $Pu = 853.690 \text{ t}$
- $Mu = 71.051 \text{ tm}$
- $e = 0.083 \text{ m}$

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

$Fs = 5.974$

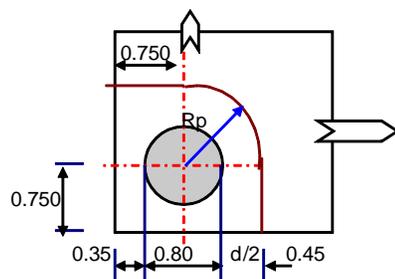
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo $\phi 10 \text{ mm}$ a $0,10 \text{ m}$



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

- $d = 0.900 \text{ m}$ Peralte efectivo.
- $Pp = 142.903 \text{ t}$ Carga del pilote.
- $fu = 1.700$ Factor mayoración
- $Ppu = 242.935 \text{ t}$ Calga última del pilote



Rp	=	0.850 m	Radio de punzonamiento
lp	=	2.835 m	Longitud para punzonamiento.
Ap	=	25 516.59 cm ²	Area resistente al punzonamiento
vu	=	9.52 kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
vc	=	$\sqrt{f'c}$	
vc	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

ANEXO 4.10.1 DISEÑO DE MUROS (Muro “3” Occidental y Oriental L=15 m.)

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

Cálculo: Juan Carlos Quilumba
Jhonny Quintana

SUPERESTRUCTURA: Long: 40.00 jun-12

SEGUNDA ALTERNATIVA: Diseño estructural en acero

CARRETERA: Escalon 1 PROVINCIA: PICHINCHA
CANTON: QUITO

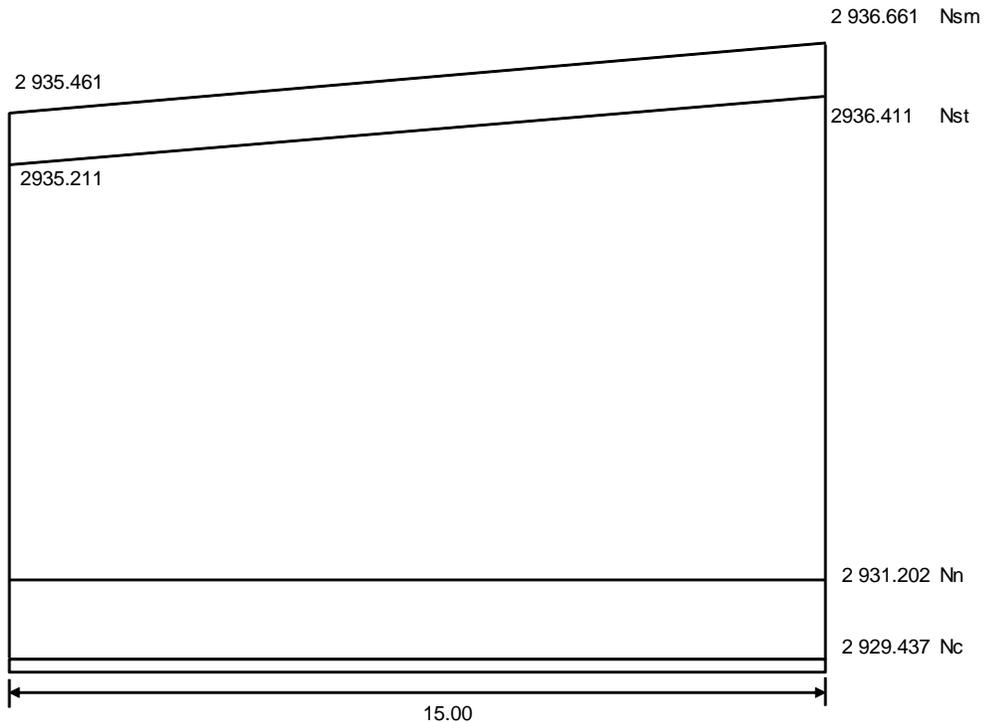
MUROS

DATOS:

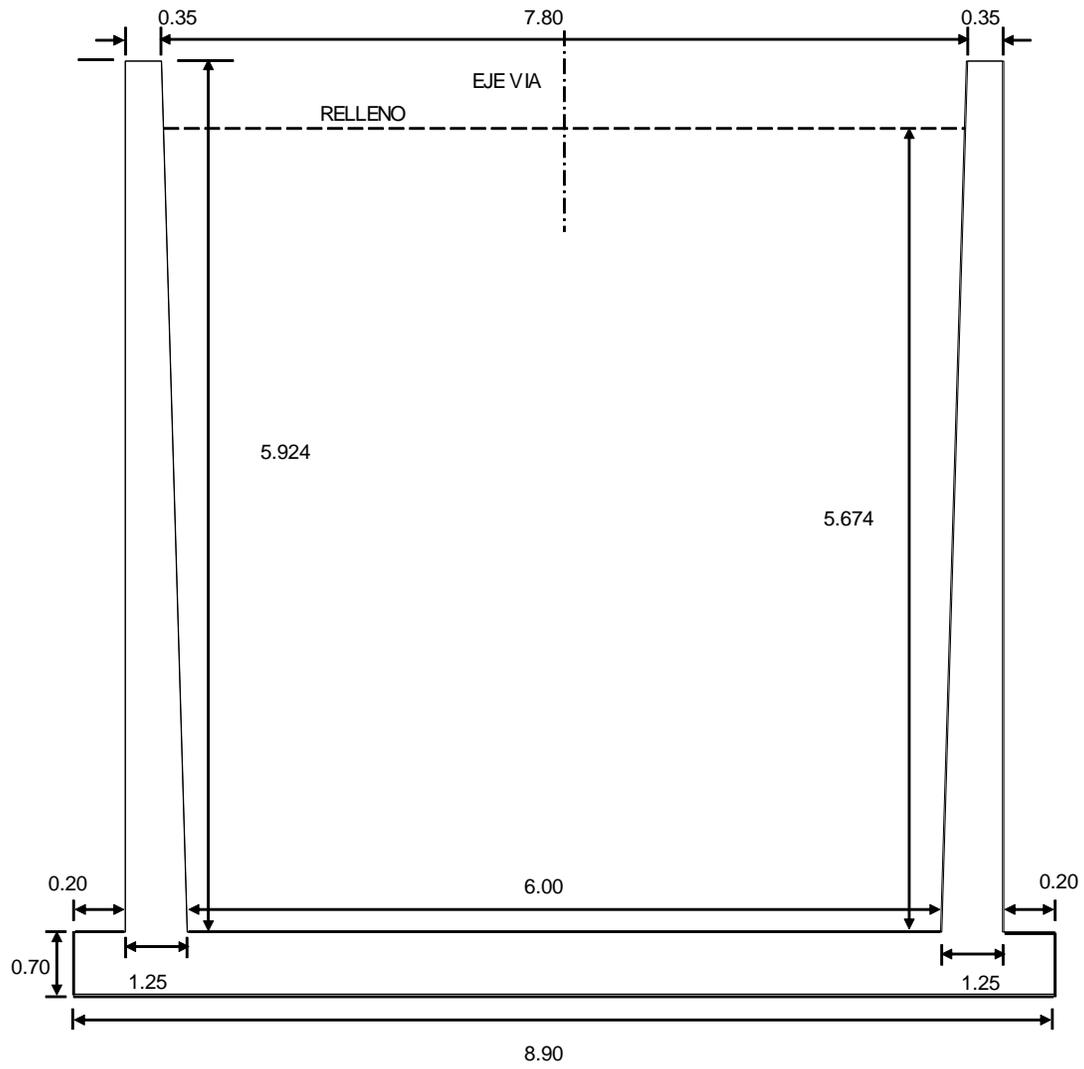
Lm =	15.00 m	Largo del muro
Nsm1 =	2 936.66 m	Nivel superior muro 1
Nsm2 =	2 935.46 m.	Nivel superior muro 2
Nst1 =	2 936.41 m.	Nivel superior tierra 1
Nst2 =	2 935.21 m.	Nivel superior tierra 2
Nc =	2 929.44 m	Cota cimentación de Zapata
Pls =	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli =	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nn =	2 931.20	Nivel natural del terreno
f'c =	280.00 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy =	4 200.00 kg/cm ²	Limite de fluencia del acero de refuerzo

4.7.3.1. GEOMETRIA

ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



MURO + RELLENO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	5.924	0.350	15.000	2.400	1
2	Pantalla Derecha	5.924	0.900	15.000	2.400	0.50
3	Zapata	0.700	8.900	15.000	2.400	1
4	Relleno Posterior	5.674	6.900	15.000	1.800	1
5	Relleno Delantero	1.065	0.200	15.000	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	5.924	0.350	15.000	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	5.924	0.900	15.000	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	1.065	0.200	15.000	1.800	1

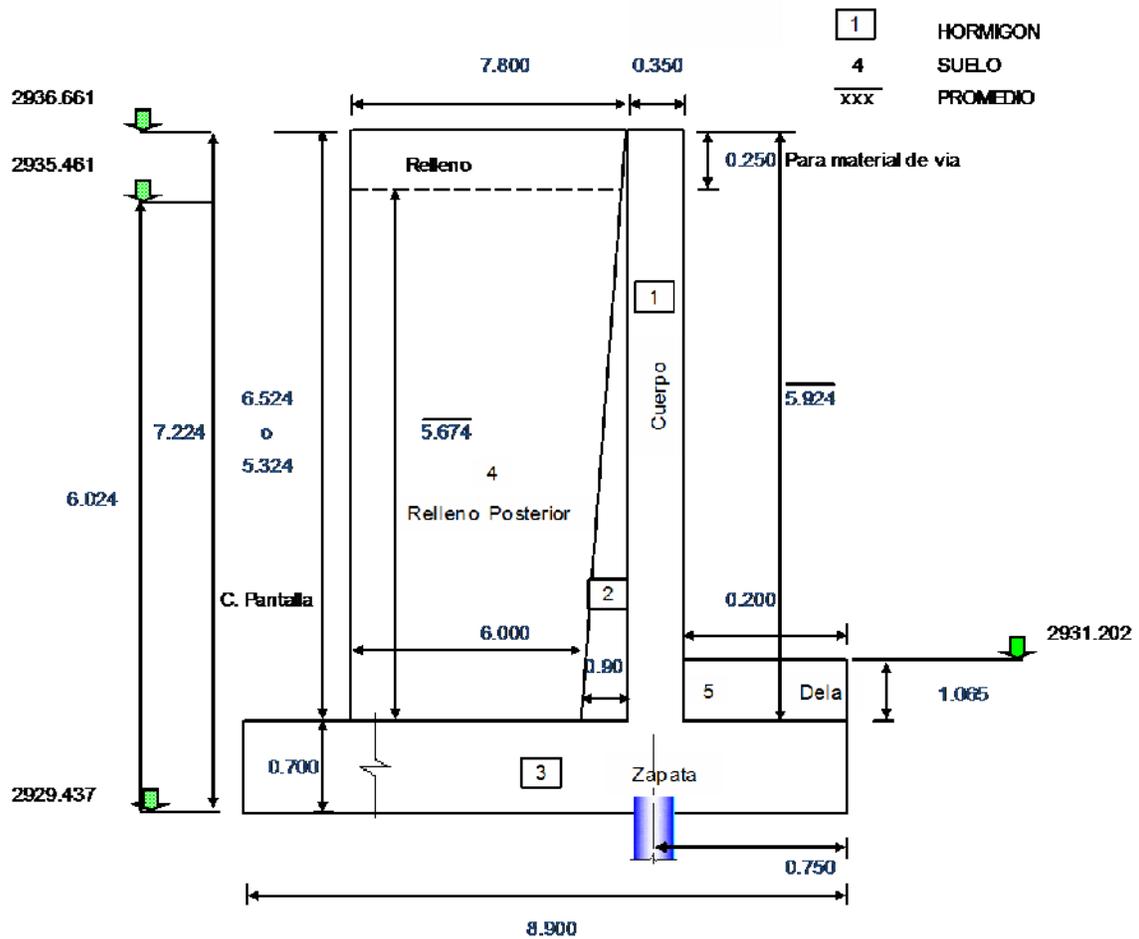
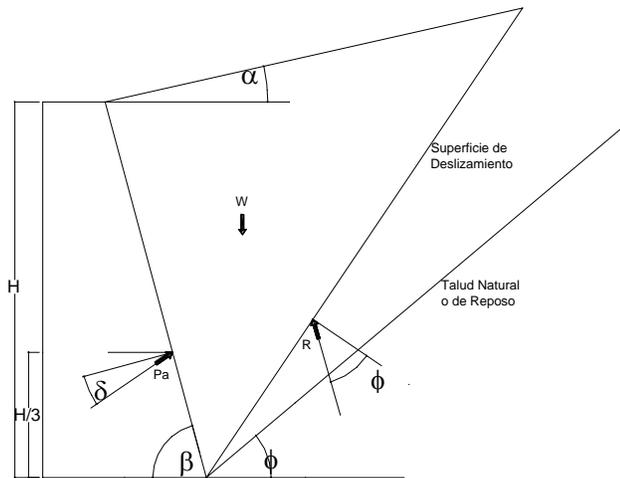


FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	74.642		-0.375		-27.991	
2	95.969		0.100		9.597	
3	224.280		3.700		829.836	
4	1057.066		4.150		4386.825	
5	5.751		-0.650		-3.738	
6	74.642		7.775		580.345	
7	95.969		7.300		700.572	
8	5.751		8.050		46.296	
Σ	1634.071	0.000			6521.741	0.000

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote = 0.750

PRESION DE TIERRAS

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata



- $\gamma \sigma$ = 1.800 t/m3 Peso específico del suelo
- α = 0.00 ° Angulo inclinación talud relleno
- ϕ = 32.00 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.00 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.00 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)
- K_p = $\tan^2 (45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo
- K_p = 3.25

K_a = Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2 (\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\phi + \delta) * \text{Sen} (\phi - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta) * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- K_a = 0.278
- h' = 0.600 m Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
- h = 6.374 m Altura promedio para presión de tierras
- q_1 = 0.300 t/m2 Presión por sobrecarga $\gamma \sigma \times K_a \times h'$
- q_2 = 3.492 t/m2 Presión máxima para Grupo I $\gamma \sigma \times K_a \times (h' + h)$
- L_m = 15.000 m Ancho de presión de tierras.- largo del muro

$$E = \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot h \cdot L_m$$

Ea1 = 181.280 t Empuje de tierras con sobrecarga
 ye = 2.293 m Ubicación de empuje desde eje xx
 MEo = 415.672 tm Momento por presión de tierra

Ep2 = 49.834 t Empuje de tierras pasiva
 ye = 0.355 m Ubicación de empuje desde eje xx
 MEo = 17.691 tm Momento por presión de tierra

SISMO

ACELERACION A: (Z) 0.40

COEFICIENTE DE SITIO S: 1.5

Eq = W x A W = Carga muerta (Peso)

A = 0.400

Kh = 0.200

Infraestructura: solo Muro Desde N. Inferior de zapata

FIG.	PESO	y	M = Py	ELEMENTO
1	74.642	3.662	273.340	Pantalla Derecha
2	95.969	2.675	256.685	Pantalla Derecha
3	224.280	0.350	78.498	Zapata
6	74.642	3.662	273.340	Pantalla Izquierda
7	95.969	2.675	256.685	Pantalla Izquierda
6				
Σ	565.502		1138.548	

Eq = 0.200 x 565.50 = 113.100 t

hi = 2.013 m Altura promedio del muro

Meq-i = 227.710 tm

Suelo

METODO DE MONONOBE-OKABE

Presión de tierras sin sobrecarga:

q2 = 3.191 t/m2 Presión máxima sin sobrecarga

Ea = 152.559 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga

Ead = 1/2 γ h² (1 - Kv) Kad a

Kad = Coeficiente sísmica de presión activa

$$Kad = \frac{\text{Sen}^2 (\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos} \theta' \cdot \text{Sen}^2 \beta \cdot \text{Sen} (\beta - \theta' - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\Phi + \delta) \cdot \text{Sen} (\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta - \theta') \cdot \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

Ead Fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

θ' = Arctg $\left(\frac{Kh}{1 - Kv} \right)$

Kh = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal

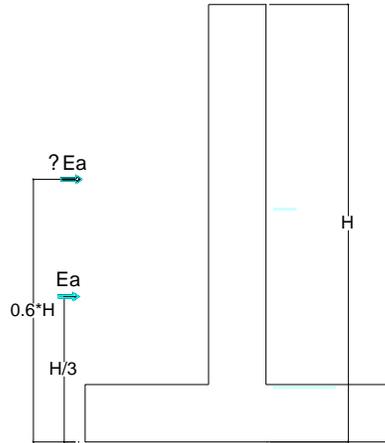
Kv = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)

Kh/(1-Kv)= 0.200

θ' = Arc tg (0.200)

θ' = 11.310 °

α	=	0.000 °	Angulo de inclinación del talud de relleno
ϕ	=	32.000 °	Angulo de fricción interna del suelo
β	=	90.000 °	Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
δ	=	16.000 °	Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
Kad	=	0.422	
Ead	=	231.218 t	Empuje de tierras
ΔEad	=	78.659 t	Incremento dinámico de empuje
MEad	=	$Ea \cdot \frac{h}{3} + \Delta Eae \cdot (h \cdot 0.6)$	Momento por el Metodo de Mononobe - Okabe
MEad	=	624.962 tm	



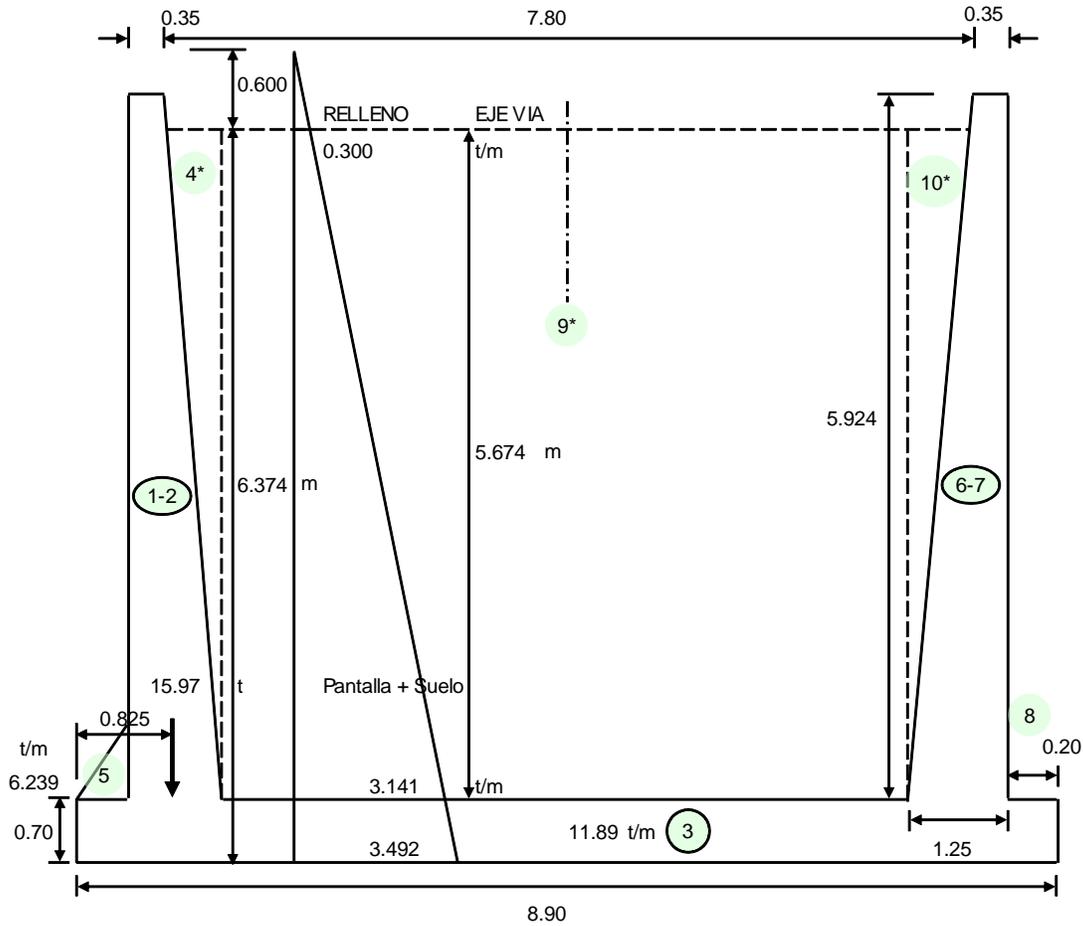
Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	113.100	227.710
METODO DE MONONOBE-OKABE	78.659	624.962
Total	191.760	852.672

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

(CM + CV + E) Grupo I Estribo con carga viva

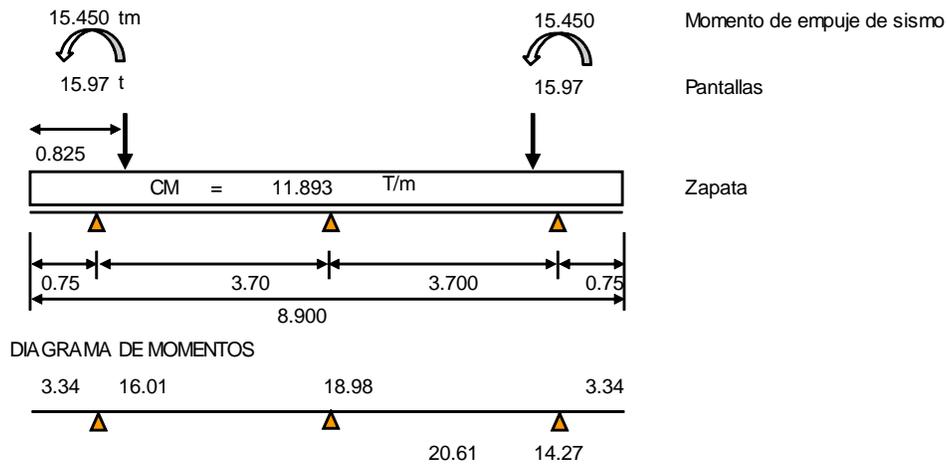
FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm	
1	74.642		-0.375		-27.991		Pantalla
2	95.969		0.100		9.597		Pantalla
3	224.280		3.700		829.836		Zapata
4*	68.939		7.000		482.574		Rell. Pant.
5	5.751		-0.650		-3.738		Rell. Del.
6	74.642		7.775		580.345		Pantalla
7	95.969		7.300		700.572		Pantalla
8	5.751		8.050		46.296		Rell. Del.
9*	919.188		3.700		3400.996		Rell. Post.
10*	68.939		0.400		27.576		Rell. Post.
Σ	1634.071	0.000			6046.061	0.000	



(CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	74.642		-0.375		-27.991	
2	95.969		0.100		9.597	
3	224.280		3.700		829.836	
4*	68.939		7.000		482.574	
5	5.751		-0.650		-3.738	
6	74.642		7.775		580.345	
7	95.969		7.300		700.572	
8	5.751		8.050		46.296	
9*	919.188		3.700		3400.996	
10*	68.939		0.400		27.576	
Σ	1634.071	0.000			6046.061	0.000

MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)



Datos obtenidos en el programa sap 2000 v.14

RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	15.000 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	133.500 m ²	Area
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
kx	=	881.211 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	1 634.071 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
$\sum Me$	=	6 046.061 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

P	=	1 634.071 t	
E	=	113.100 t	Empuje tierras y sismo
$\sum Me$	=	6 046.061 tm	Momento Estabilizante sin CV
Mo	=	227.710 tm	Momento de Empuje tierras y sismo
y	=	3.561 m	
e	=	0.139 m	Excentricidad con respecto al c. g. zapata
M	=	227.710 tm	

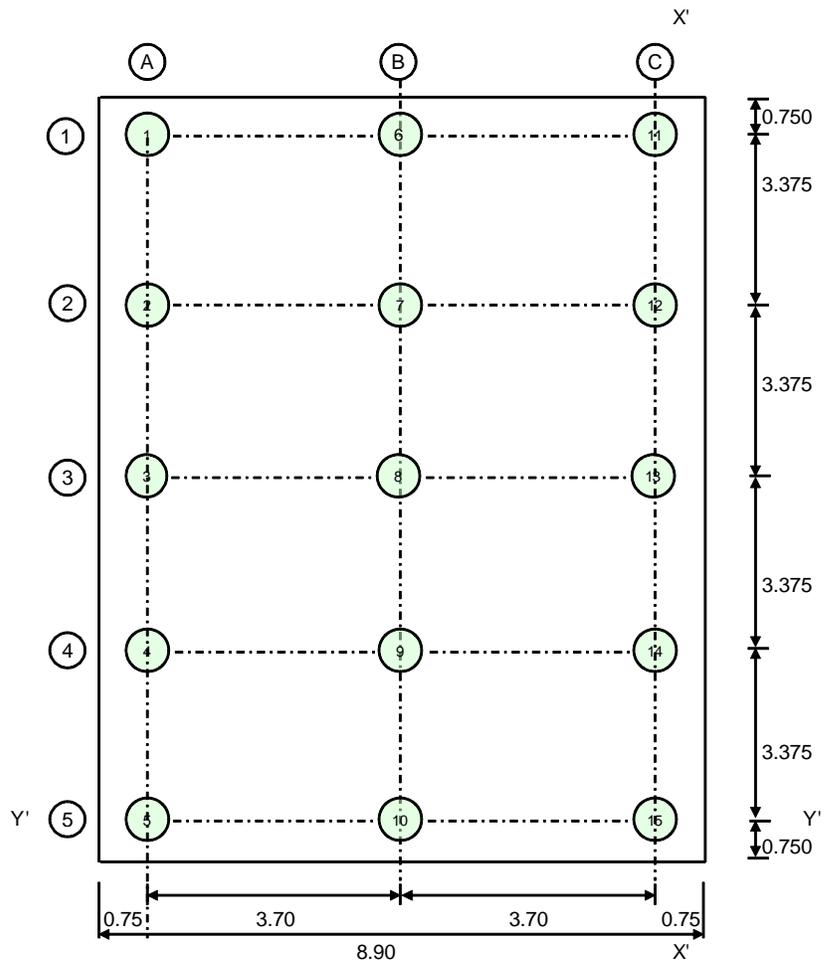
Diseñamos con el caso mas critico para nuestro caso (VII)

ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

PILOTES

DATOS DE PILOTES		Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p	=	800.00 mm	800.00 mm
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=	136.00 t	128.00 t
CARGA POR FRICCION NEGATIVA P_f	=	0.00 t	0.00 t
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE P_i	=	2916.00 m	2918.00 m
COTA DE ZAPATA	=	2929.44 m	2929.44 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=	13.44 m	11.44 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=	15	15
CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES			



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
A	5	1,2,3,4,5	7.400	37.000	-3.700	68.450
B	5	6,7,8,9,10	3.700	18.500	0.000	0.000
C	5	11,12,13,14,15	0.000	0.000	3.700	68.450
Σ	15			55.500		136.900

$$Y_p = \frac{55.5}{15} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 136.900 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
1	3	1,6,11	13.500	40.500	6.750	136.688
2	3	2,7,12	10.125	30.375	3.375	34.172
3	3	3,8,13	6.750	20.250	0.000	0.000
4	3	4,9,14	3.375	10.125	-3.375	34.172
5	3	5,10,15	0.000	0.000	-6.750	136.688
Σ	15			101.250		341.719

$$Y_p = \frac{101.3}{15} = 6.750 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 341.719 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

GRUPO VII

$$Y_x = 3.700 \text{ m}$$

$$Y_x = 3.561 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.000 \text{ m}$$

$$e = 0.139 \text{ m}$$

$$P_i = 1634.071 \text{ t}$$

$$P_i = 1634.071 \text{ t}$$

$$M_x = 0.000 \text{ tm}$$

$$M_x = 227.710 \text{ tm}$$

$$M_x / I_{gpx} = 0.000$$

$$M_x / I_{gpx} = 1.663$$

P_p = Carga en cada pilote

$$P_p = P / N \pm M dp / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 113.100 \text{ t}$$

Carga sísmica total: superestructura + estribo

$$M_{eq} = 227.710 \text{ tm}$$

Momento sísmico total: superestructura + estribo

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

Eq = 33.930 t
 Meqy = 68.313 tm
 My/lgpy = 0.200

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	5	12,3,4,5	-3.700	108.938	102.784
B	5	6,7,8,9,10	0.000	108.938	108.938
C	5	11,12,13,14,15	3.700	108.938	115.092

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	3	16,11	6.750	1.349
2	3	2,7,12	3.375	0.675
3	3	3,8,13	0.000	0.000
4	3	4,9,14	-3.375	-0.675
5	3	5,10,15	-6.750	-1.349

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	104.133	9	108.263
2	103.458	10	107.589
3	102.784	11	116.442
4	102.109	12	115.767
5	101.434	13	115.092
6	110.287	14	114.418
7	109.613	15	113.743
8	108.938		

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ESTRIBO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	Grupo VII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
IZQ. (A)	108.94	104.13	58.69	78.06
CEN. (B)	108.94	110.29	58.69	78.06
DER. (C)	108.94	116.44	58.69	78.06

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

CIMENTACION Diseñamos para el Grupo VII

DATOS DE CIMENTACION

Lc = 15.000 m Longitud del cimentacion
 hz = 0.700 m Altura de zapata

- ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 0.500 m Altura efectiva en flexión
- e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes
- n = 0 pil. Numero de Pilotes
- b = 8.90 Ancho de la cimentacion
- A = 133.500 m² Area total para flexión A = b x Lc
- fu = 1.400

Armadura:

- f'c = 280 kg/cm²
- Fy = 4 200 kg/cm²
- b = 890.00 cm
- hz = 70.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{F_y} * b * d$$

- ri = 20.00 cm
- d = 50.00 cm

ρ mín .- En función del momento de agrietamiento

M tm	Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ² /m
18.98	26.57	16.67	14.10	18.75	16.67
20.61	28.85	16.67	15.31	20.37	16.67

Usamos:

- 1 Ø 20 mm a 0,17 m Superior 18.85 cm²/m
- 1 Ø 20 mm a 0,17 m Inferior 18.85 cm²/m

ρt = 0.0018 b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)

- Ast = 9.00 cm²/m 1/3 3.00 cm²/m
- Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inferior-superior 4.52 cm²/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a -a

- Vaa = 37.600
- Vuaa = 52.64 t
- vu = $\frac{Vu}{\phi * b * d}$ φ = 0.85
- vu = 8.85 kg/cm² > vu OK d = 70.000 cm

Chequeamos el corte en la sección b -b (A una distancia d)

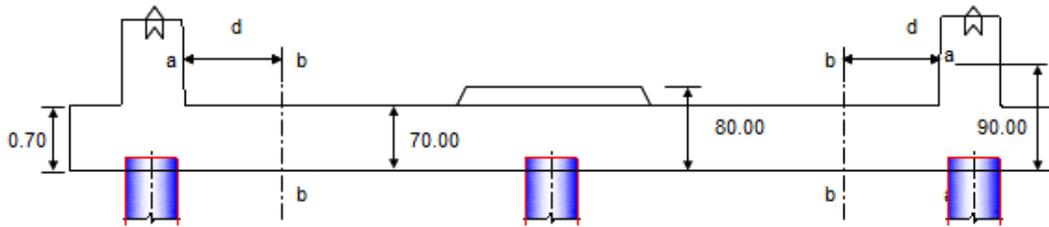
- Vbb = 14.490 t Corte en la sección aa
- Vubb = 20.29 t Corte último en sección aa
- vu = $\frac{Vu}{\phi * b * d}$
- vu = 4.77 kg/cm² Esfuerzo cortante en la sección aa
- vc = $0.53 * \sqrt{f'c}$
- vc = 8.87 kg/cm² > vu OK d = 50.000 cm

Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

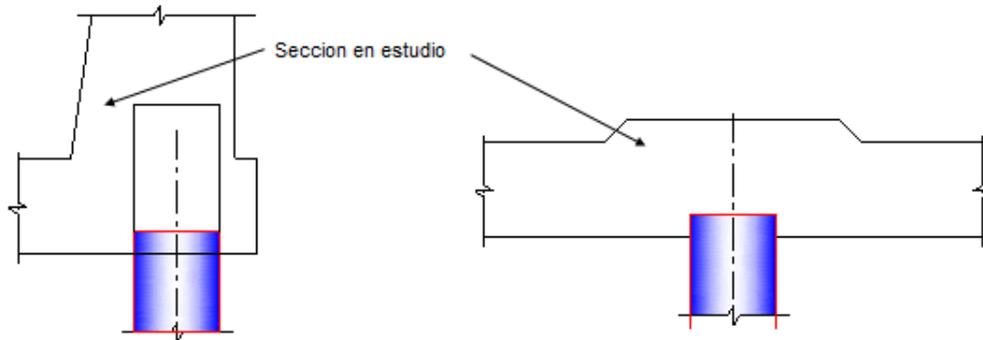
- Vcc = 30.730 t Corte en en centro
- Vucc = 43.02 t Corte último en el centro

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = 8.44 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK} \quad d = 60.000 \text{ cm}$$



Los cortes en la sección a - a tengo un d inicial de 0.50 m pero al esta por debajo de la pantalla tengo el peralte necesario Y en centro de la viga se necesita un peralte de 0.80 metros, por lo q en ese sector se incrementa el peralte de la zapata



CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

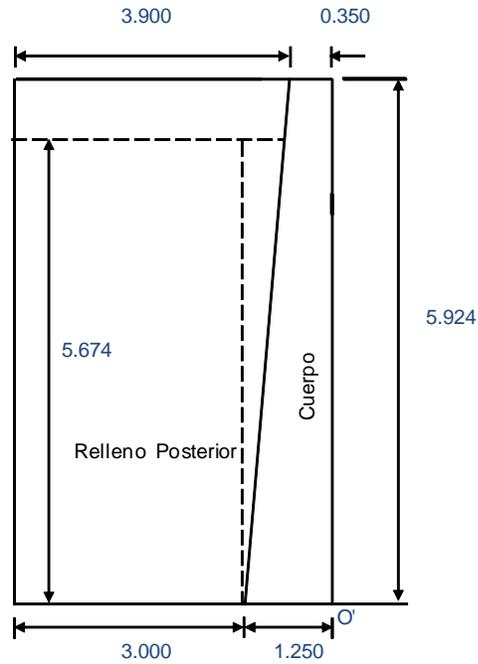
a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 15.00 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	4.976	0.175	0.871
2	6.398	0.650	4.159
3	4.596	0.950	4.366
Σ	15.970		9.396



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 5.674 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 3.141 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 9.764 t Empuje de tierras
- y_e = 2.056 m Ubicación de empuje
- $M_{vo'}$ = 20.079 tm Momento por presión de tierras

COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PANTALLA

$$d = \sqrt{\frac{M_{uv}}{\phi * R_u * b}}$$

- f_u = 1.700
- M_{uv} = 34.134
- R_u = 52.930 Kg/cm²
- d = 26.768

SISMO

Muro

FIG.	PESO	y	M _v = P _y
1	4.976	2.962	14.739
2	6.398	1.975	12.634
3			
Σ	11.374		27.373

A	=	0.400	Aceleración del sitio.
Kh	=	0.200	Aceleración horizontal
S	=	1.500	Coefficiente de sitio
W	=	11.374 t	Peso
y	=	2.407 m	Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
EQ	=	11.374 x 0.200	= 2.275 t
Meq-i	=	5.475 tm	

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

γ_s	=	1.800 t/m3	Peso específico del suelo
h	=	5.674 m	
a	=	1.000 m	
Ka	=	0.278	Coefficiente de empuje activo
Kad	=	0.422	Coefficiente sísmica de presión activa
Kh	=	0.200	Coefficiente de aceleración horizontal
Kv	=	0.000	Coefficiente de aceleración vertical (adoptado)

Presión de tierras sin sobrecarga:

q2	=	2.841 t/m2	Presión máxima sin sobrecarga
Ea	=	8.059 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
Ead	=	1/2 $\gamma_s H^2 (1 - Kv) Kae a$	
Ead	=	12.215 t	
ΔEad	=	4.155 t	
Mead	=	29.390 tm	

Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	2.275	5.475
Método de Mononobe - Okabe	12.215	29.390
Total	14.490	34.864

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

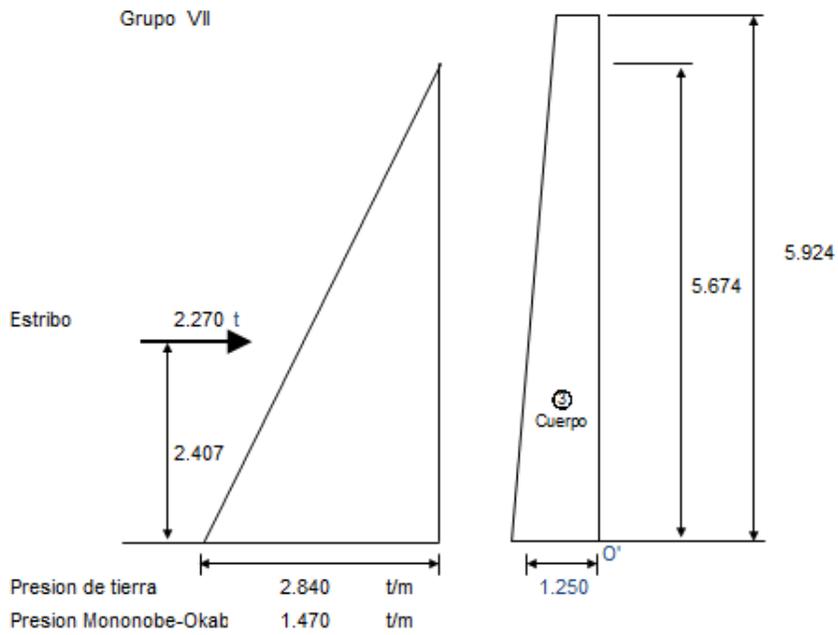
fu	=	1.70 Grupo I
fu	=	1.40 Grupo VII

Armadura:

f'c	=	280 kg/cm2
Fy	=	4 200 kg/cm2
b	=	100.00 cm
h	=	125.00 cm
r	=	7.00 cm
d	=	118.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'_c * \frac{f'_c}{F_y} * b * d}}}{1.18} * \frac{f'_c}{F_y} * b * d$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm2	Ascal cm2
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
1.172	0.853	0.50	0.20	0.27	45.81	15.27	0.06
2.345	1.706	2.00	1.56	2.19	63.63	21.21	0.49
<u>3.517</u>	2.559	6.77	5.28	7.39	81.44	27.15	1.66
4.320	3.143	9.06	11.59	16.23	93.63	31.21	3.65
5.122	3.726	11.81	19.93	27.91	105.81	35.27	6.29
5.924	4.310	15.04	30.67	42.94	118.00	39.33	9.70

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot d^2 \cdot b \cdot f_c}}}{1.18} \cdot \frac{f_c}{F_y} \cdot b \cdot d$$

1.33Aascal cm ²	Asdefin. cm ² /m	ACERO		
0.000	0.00	1 Ø 16 mm a 0,20 m	Contacto suelo	10.05 cm ² /m
0.082	0.08	1 Ø 16 mm a 0,20 m	Contacto suelo	10.05 cm ² /m
0.653	0.65	1 Ø 16 mm a 0,20 m	Contacto suelo	10.05 cm ² /m
2.206	2.21	1 Ø 16 mm a 0,20 m	Contacto suelo	10.05 cm ² /m
4.853	4.85	1 Ø 16 mm a 0,20 m + 1 Ø 12 mm a 0,20 m	Contacto suelo	15.70 cm ² /m
8.361	8.36	1 Ø 16 mm a 0,20 m + 1 Ø 12 mm a 0,20 m	Contacto suelo	15.70 cm ² /m
12.898	12.90	1 Ø 16 mm a 0,20 m + 1 Ø 12 mm a 0,20 m	Contacto suelo	15.70 cm ² /m

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t

$$\rho_{tem} = 0.002 \text{ a).- Para barras corrugadas no mayores que } N^{\circ} 16 \text{ con } F_y \text{ no menor que } 420 \text{ Mpa, o (ACI 14.3.3)}$$

Ast	=	16.00 cm ² /m	2/3	10.67 cm ² /m	Ext.
		16.00 cm ² /m	1/3	5.33 cm ² /m	Int.
		1 Ø 18 mm a 0,20 m	Exterior	12.72 cm ² /m	Ext.
		1 Ø 12 mm a 0,20 m	Interior	5.65 cm ² /m	Int.

Corte:

V	=	15.036 t	Grupo VII	
V _u	=	21.051 t		
v _u	=	1.98 kg/cm ²		
v _c	=	$0.53 \sqrt{f'c}$		
v _c	=	8.87 kg/cm ²	> v _u	OK

DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

H _t	=	113.100 t	Fuerza horizontal total
F _f	=	81.704 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
F _p	=	31.397 t	Fuerza lateral en pilotes
N _p	=	15	Número de pilotes.
H _{py}	=	2.093 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
H _{px}	=	2.262 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
H _p	=	3.082 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
h _e	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
M _p	=	7.705 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

P _f	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
P _p	=	116.442 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.066 m	
φ _p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
A _g	=	5 026.55 cm ²	
A _{smin}	=	50.27 cm ²	1% de A _g .
Usamos:		16 φ 16 mm	Armadura longitudinal principal
A _s	=	32.2 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

- $f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4\ 200.00 \text{ kg/cm}^2$
- $c \text{ bal} = 43.291 \text{ cm}$
- $e \text{ bal} = 0.227 \text{ m}$
- $\phi = 0.75$
- $Pu \text{ bal} = 543.716 \text{ t}$
- $Pu \text{ o} = 843.907 \text{ t}$

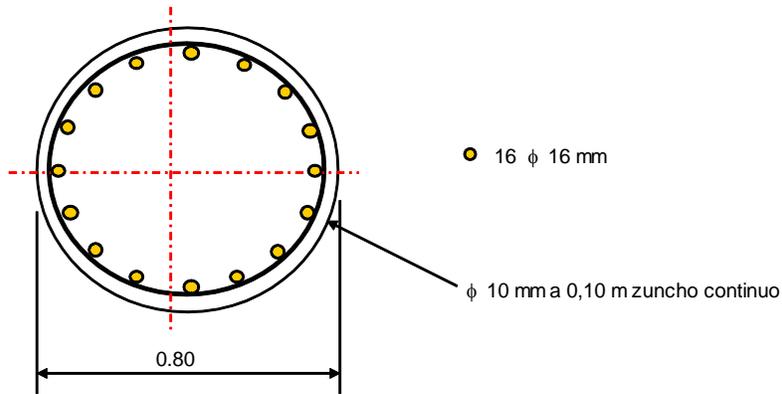
Resultados:

- $c = 73.000 \text{ cm}$
- $Pu = 828.785 \text{ t}$
- $Mu = 54.898 \text{ tm}$
- $e = 0.066 \text{ m}$

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

$Fs = 7.118$

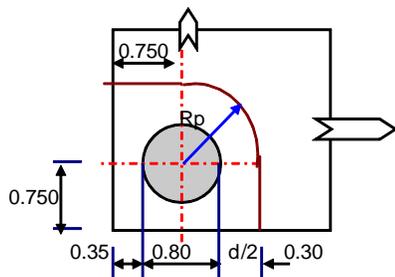
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo $\phi 10 \text{ mm}$ a $0,10 \text{ m}$



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

- $d = 0.600 \text{ m}$ Peralte efectivo.
- $Pp = 116.442 \text{ t}$ Carga del pilote.
- $fu = 1.700$ Factor mayoración
- $Ppu = 197.951 \text{ t}$ Calga última del pilote



Rp	=	0.700 m	Radio de punzonamiento
lp	=	2.600 m	Longitud para punzonamiento.
Ap	=	15 597.34 cm ²	Area resistente al punzonamiento
vu	=	$\frac{12.69}{\sqrt{f'c}}$ kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
vc	=	$\sqrt{f'c}$	
vc	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

ANEXO 4.10.1 DISEÑO DE MUROS (Muro “4” Occidental y Oriental L=15 m.)

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

Cálculo: Juan Carlos Quilumba
Jhonny Quintana

SUPERESTRUCTURA: Long: 40.00 jun-12

SEGUNDA ALTERNATIVA: Diseño estructural en acero

CARRETERA: Escalon 1 PROVINCIA: PICHINCHA
CANTON: QUITO

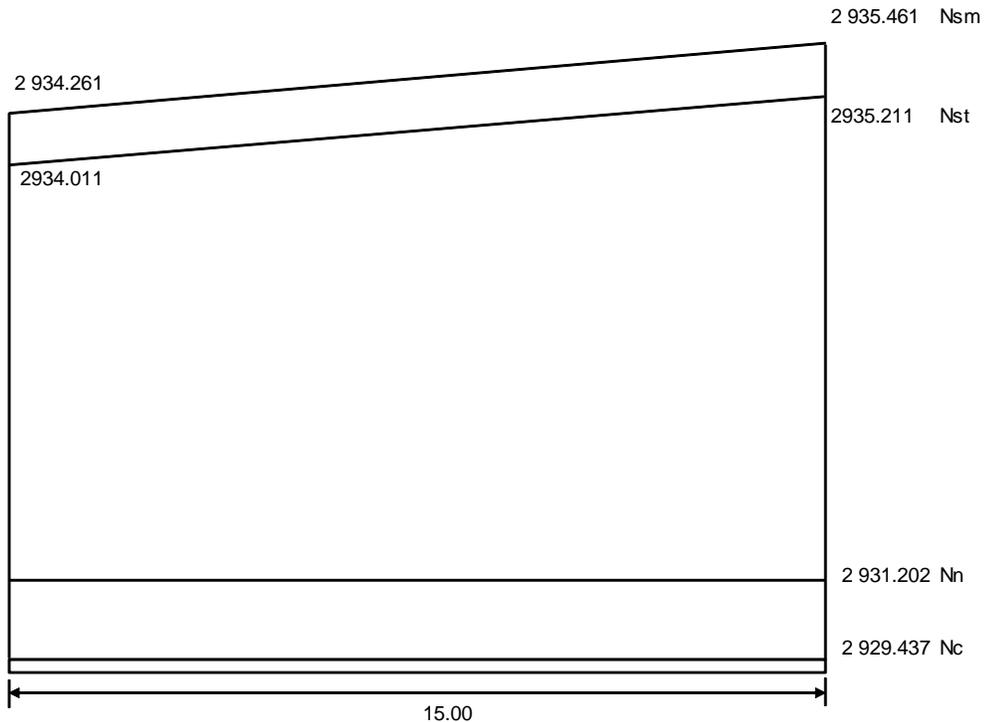
MUROS

DATOS:

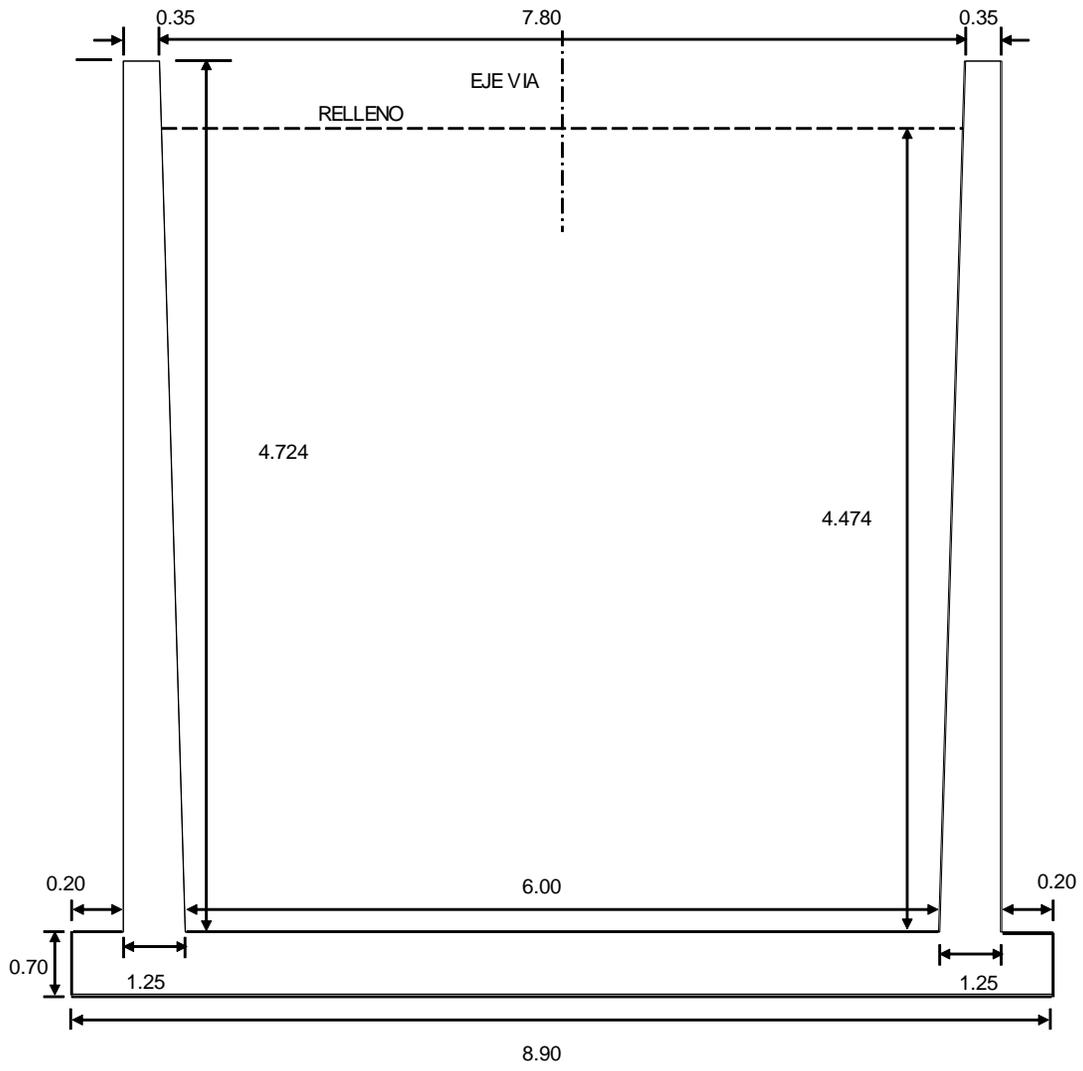
Lm =	15.00 m	Largo del muro
Nsm1 =	2 935.46 m	Nivel superior muro 1
Nsm2 =	2 934.26 m.	Nivel superior muro 2
Nst1 =	2 935.21 m.	Nivel superior tierra 1
Nst2 =	2 934.01 m.	Nivel superior tierra 2
Nc =	2 929.44 m	Cota cimentación de Zapata
Pls =	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli =	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nn =	2 931.20	Nivel natural del terreno
f'c =	280.00 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy =	4 200.00 kg/cm ²	Limite de fluencia del acero de refuerzo

4.7.3.1. GEOMETRIA

ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



MURO + RELLENO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	4.724	0.350	15.000	2.400	1
2	Pantalla Derecha	4.724	0.900	15.000	2.400	0.50
3	Zapata	0.700	8.900	15.000	2.400	1
4	Relleno Posterior	4.474	6.900	15.000	1.800	1
5	Relleno Delantero	1.065	0.200	15.000	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	4.724	0.350	15.000	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	4.724	0.900	15.000	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	1.065	0.200	15.000	1.800	1

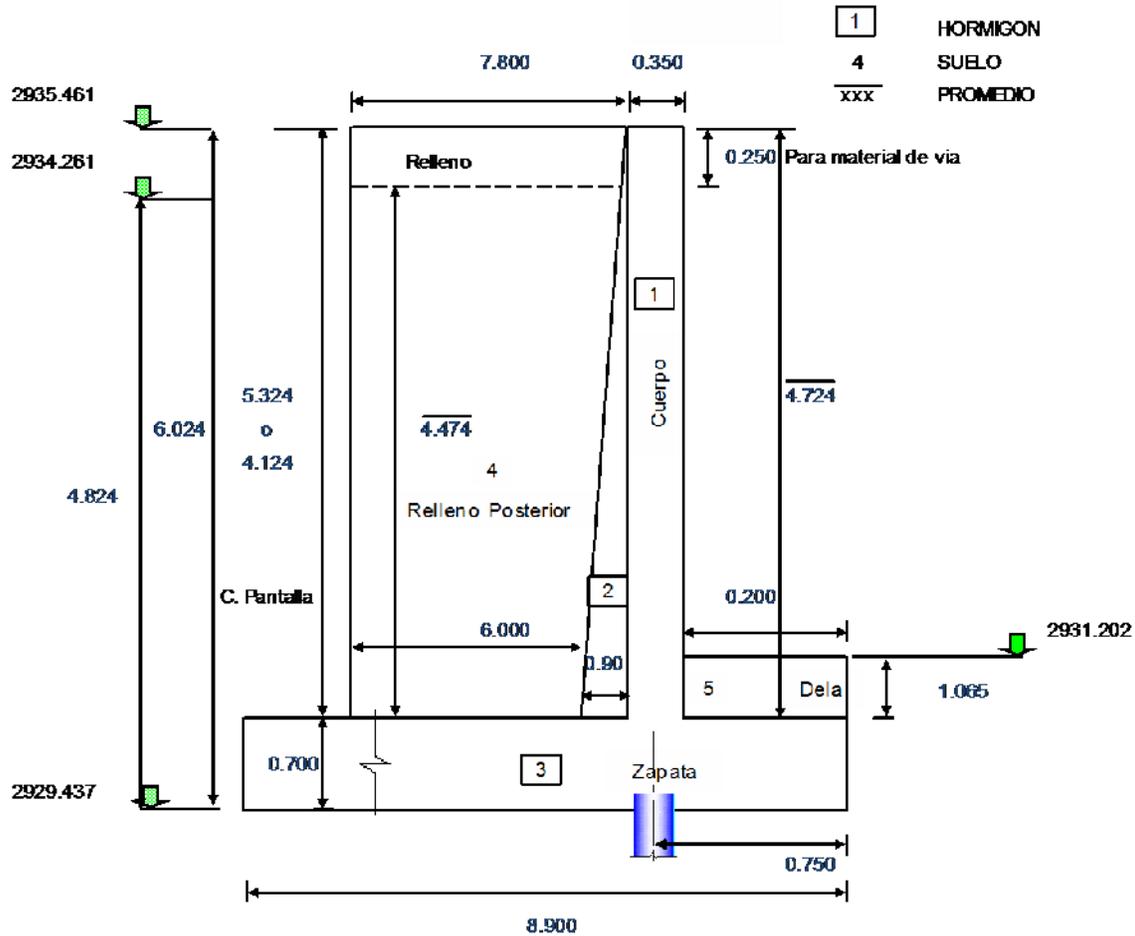
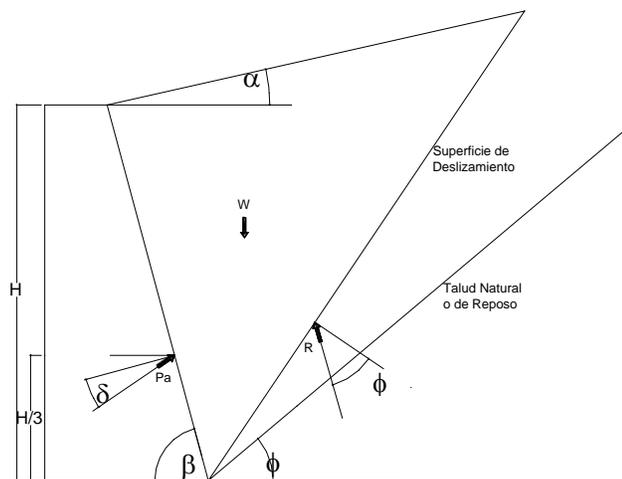


FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	59.522		-0.375		-22.321	
2	76.529		0.100		7.653	
3	224.280		3.700		829.836	
4	833.506		4.150		3459.051	
5	5.751		-0.650		-3.738	
6	59.522		7.775		462.787	
7	76.529		7.300		558.660	
8	5.751		8.050		46.296	
Σ	1341.391	0.000			5338.223	0.000

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote = 0.750

PRESION DE TIERRAS

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata



$\gamma \sigma$	=	1.800 t/m ³	Peso específico del suelo
α	=	0.00 °	Angulo inclinación talud relleno
ϕ	=	32.00 °	Angulo de fricción interna del suelo
β	=	90.00 °	Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
δ	=	16.00 °	Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)
K_p	=	$\tan^2 (45 + \phi/2)$	Coeficiente de empuje pasivo
K_p	=	3.25	

K_a = Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2 (\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\phi + \delta) * \text{Sen} (\phi - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta) * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

K_a = 0.278

h' = 0.600 m

Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2

h = 5.174 m

Altura promedio para presión de tierras

q_1 = 0.300 t/m²

Presión por sobrecarga $\gamma \sigma \times K_a \times h'$

q_2 = 2.891 t/m²

Presión máxima para Grupo I $\gamma \sigma \times K_a \times (h' + h)$

L_m = 15.000 m

Ancho de presión de tierras.- largo del muro

$$E = \frac{q1+q2}{2} * h * Lm$$

Ea1 = 123.837 t Empuje de tierras con sobrecarga
 ye = 1.887 m Ubicación de empuje desde eje xx
 MEo = 233.683 tm Momento por presión de tierra

Ep2 = 49.834 t Empuje de tierras pasiva
 ye = 0.355 m Ubicación de empuje desde eje xx
 MEo = 17.691 tm Momento por presión de tierra

SISMO

ACELERACION A: (Z) 0.40
 COEFICIENTE DE SITIO S: 1.5

Eq = W x A W = Carga muerta (Peso)
 A = 0.400
 Kh = 0.200

Infraestructura: solo Muro Desde N. Inferior de zapata

FIG.	PESO	y	M = Py	ELEMENTO
1	59.522	3.062	182.258	Pantalla Derecha
2	76.529	2.275	174.078	Pantalla Derecha
3	224.280	0.350	78.498	Zapata
6	59.522	3.062	182.258	Pantalla Izquierda
7	76.529	2.275	174.078	Pantalla Izquierda
6				
Σ	496.382		791.168	

Eq = 0.200 x 496.38 = 99.276 t
 hi = 1.594 m Altura promedio del muro
 Meq-i = 158.234 tm

Suelo

METODO DE MONONOBE-OKABE

Presión de tierras sin sobrecarga:

q2 = 2.590 t/m2 Presión máxima sin sobrecarga
 Ea = 100.523 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga
 Ead = 1/2 γ h² (1 - Kv) Kad a
 Kad = Coeficiente sismica de presión activa

$$Kad = \frac{\text{Sen}^2 (\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos} \theta' * \text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \theta' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\Phi + \delta) * \text{Sen} (\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta - \theta') * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

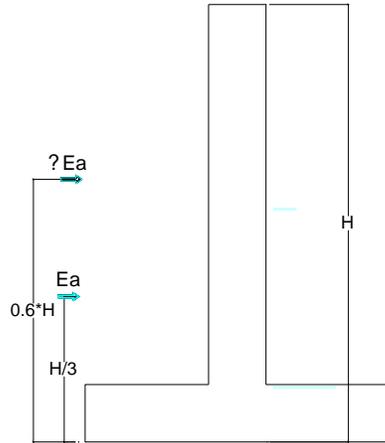
Donde:

Ead Fieza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

θ' = Arctg $\left(\frac{Kh}{1 - Kv} \right)$

Kh = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal
 Kv = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)
 Kh/(1-Kv)= 0.200
 θ' = Arc tg (0.200)
 θ' = 11.310 °

- α = 0.000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.000 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.000 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
- Kad = 0.422
- Ead = 152.353 t Empuje de tierras
- ΔEad = 51.830 t Incremento dinámico de empuje
- $MEad = Ea \cdot \frac{h}{3} + \Delta Eae \cdot (h \cdot 0.6)$ Momento por el Metodo de Mononobe - Okabe
- MEad = 334.270 tm



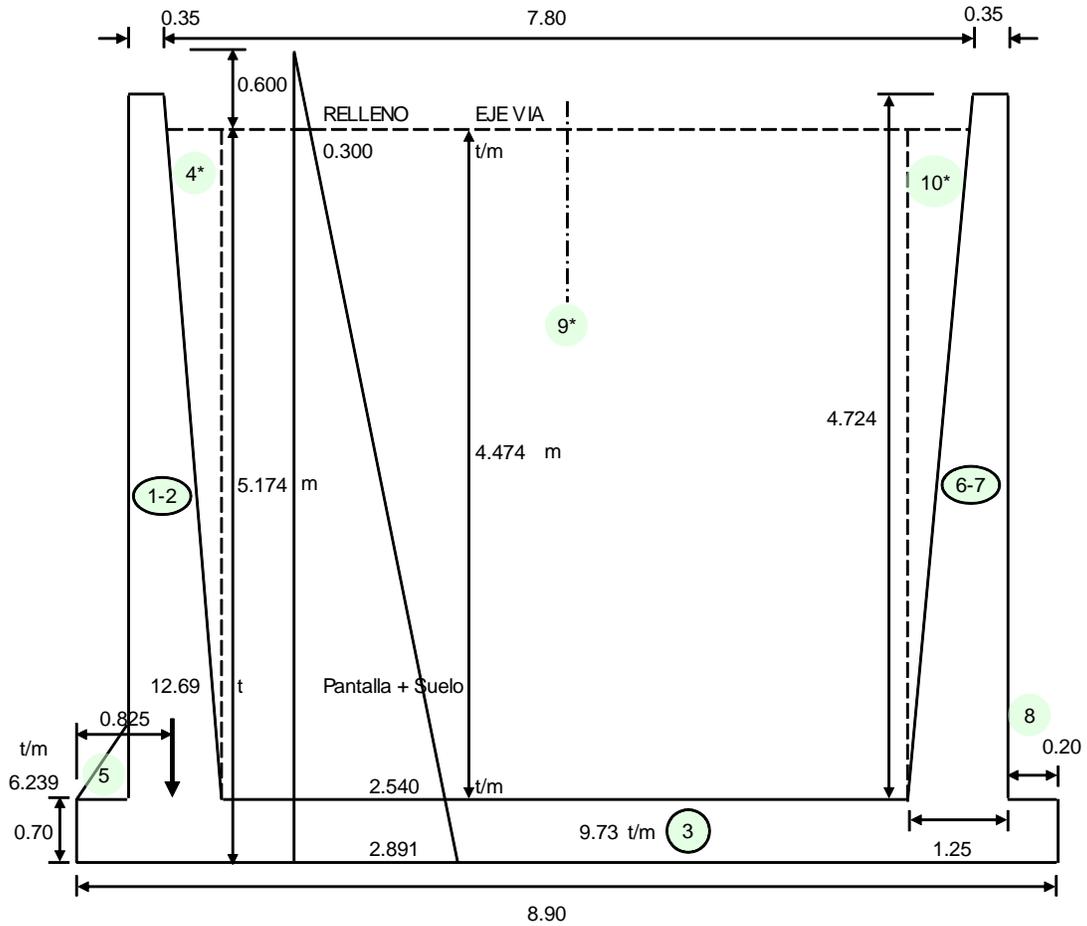
Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	99.276	158.234
METODO DE MONONOBE-OKABE	51.830	334.270
Total	151.106	492.503

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

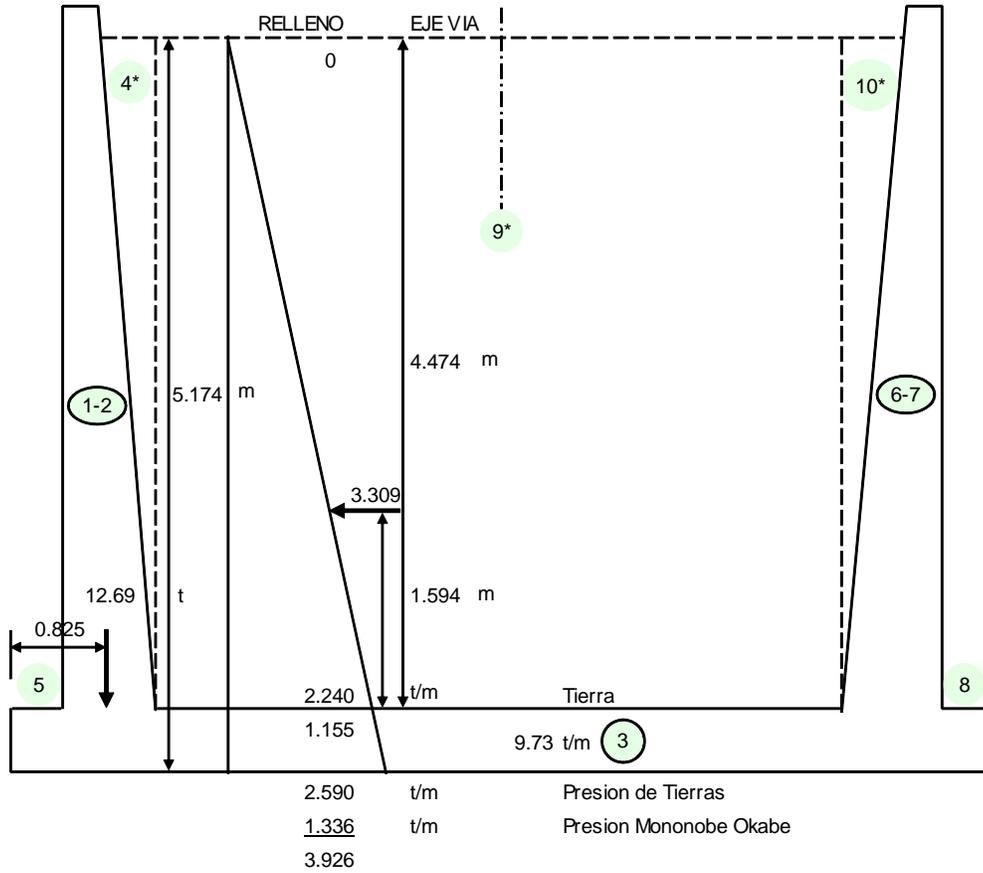
(CM + CV + E) Grupo I Estribo con carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm	
1	59.522		-0.375		-22.321		Pantalla
2	76.529		0.100		7.653		Pantalla
3	224.280		3.700		829.836		Zapata
4*	54.359		7.000		380.514		Rell. Pant.
5	5.751		-0.650		-3.738		Rell. Del.
6	59.522		7.775		462.787		Pantalla
7	76.529		7.300		558.660		Pantalla
8	5.751		8.050		46.296		Rell. Del.
9*	724.788		3.700		2681.716		Rell. Post.
10*	54.359		0.400		21.744		Rell. Post.
Σ	1341.391	0.000			4963.145	0.000	



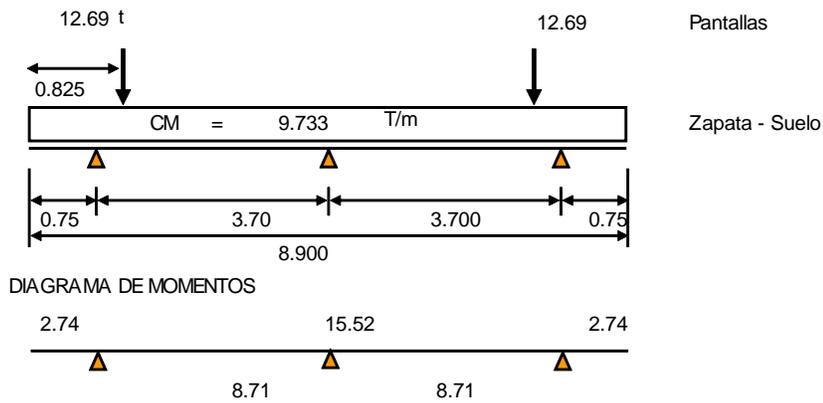
(CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	59.522		-0.375		-22.321	
2	76.529		0.100		7.653	
3	224.280		3.700		829.836	
4*	54.359		7.000		380.514	
5	5.751		-0.650		-3.738	
6	59.522		7.775		462.787	
7	76.529		7.300		558.660	
8	5.751		8.050		46.296	
9*	724.788		3.700		2681.716	
10*	54.359		0.400		21.744	
Σ	1341.391	0.000			4963.145	0.000



CALCULO A FLEXION

MOMENTOS DEL GRUPO I (CM+CV+E)



MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)

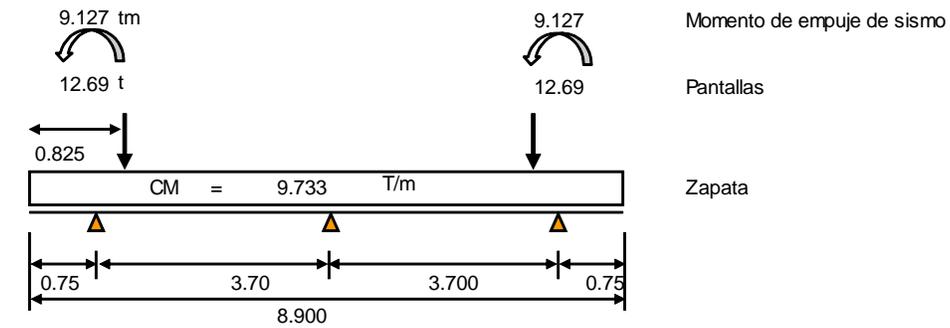


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Datos obtenidos en el programa sap 2000 v.14

RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	15.000 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	133.500 m ²	Area
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
Ix	=	881.211 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	1 341.391 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
∑ Me	=	4 963.145 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

P	=	1 341.391 t	
E	=	99.276 t	Empuje tierras y sismo
∑ Me	=	4 963.145 tm	Momento Estabilizante sin CV
Mo	=	158.234 tm	Momento de Empuje tierras y sismo
y	=	3.582 m	
e	=	0.118 m	Excentricidad con respecto al c. g. zapata
M	=	158.234 tm	

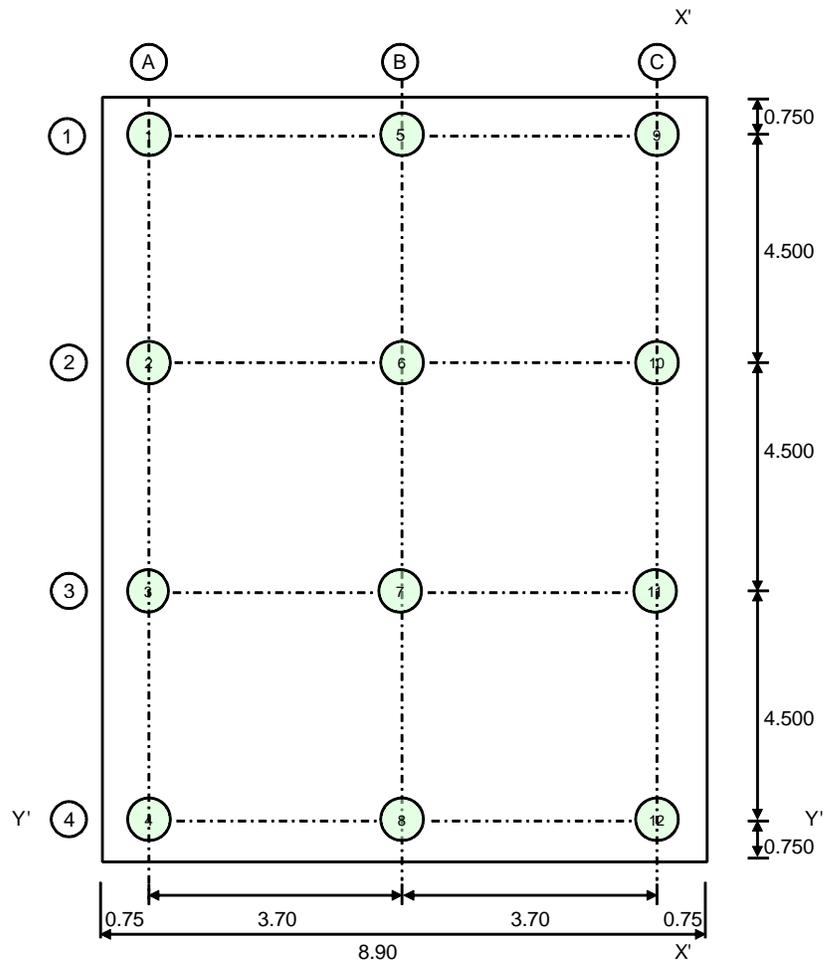
Diseñamos con el caso mas critico para nuestro caso (VII)

ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

PILOTES

DATOS DE PILOTES		Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p	=	800.00 mm	800.00 mm
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=	136.00 t	117.00 t
CARGA POR FRICCION NEGATIVA P_f	=	0.00 t	0.00 t
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE P_i	=	2916.00 m	2919.00 m
COTA DE ZAPATA	=	2929.44 m	2929.44 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=	13.44 m	10.44 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=	12	12
CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES			



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
A	4	1,2,3,4	7.400	29.600	-3.700	54.760
B	4	5,6,7,8,	3.700	14.800	0.000	0.000
C	4	9,10,11,12	0.000	0.000	3.700	54.760
Σ	12			44.400		109.520

$$Y_p = \frac{44.4}{12} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 109.520 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
1	3	1,5,9	13.500	40.500	6.750	136.688
2	3	2,6,10	9.000	27.000	2.250	15.188
3	3	3,7,11	4.500	13.500	-2.250	15.188
4	3	4,8,12	0.000	0.000	-6.750	136.688
Σ	12			81.000		303.750

$$Y_p = \frac{81.0}{12} = 6.750 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 303.750 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

GRUPO VII

$$Y_x = 3.700 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.000 \text{ m}$$

$$P_i = 1341.391 \text{ t}$$

$$M_x = 0.000 \text{ tm}$$

$$M_x/I_{gpx} = 0.000$$

P_p = Carga en cada pilote

$$P_p = P/N \pm M dp / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 99.276 \text{ t}$$

$$M_{eq} = 158.234 \text{ tm}$$

$$Y_x = 3.582 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.118 \text{ m}$$

$$P_i = 1341.391 \text{ t}$$

$$M_x = 158.234 \text{ tm}$$

$$M_x/I_{gpx} = 1.445$$

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

Eq = 29.783 t
 Meqy = 47.470 tm
 My/lgpy = 0.156

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	4	12,3,4	-3.700	111.783	106.437
B	4	5,6,7,8,	0.000	111.783	111.783
C	4	9,10,11,12	3.700	111.783	117.128

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	3	15,9	6.750	1.055
2	3	2,6,10	2.250	0.352
3	3	3,7,11	-2.250	-0.352
4	3	4,8,12	-6.750	-1.055

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	107.492	9	118.183
2	106.788	10	117.480
3	106.085	11	116.777
4	105.382	12	116.073
5	112.837		
6	112.134		
7	111.431		
8	110.728		

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	Grupo VII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
ESTRIBO				
IZQ. (A)	111.78	107.49	58.69	78.06
CEN. (B)	111.78	112.84	58.69	78.06
DER. (C)	111.78	118.18	58.69	78.06

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

CIMENTACION Diseñamos para el Grupo VII
DATOS DE CIMENTACION
 Lc = 15.000 m Longitud del cimentacion
 hz = 0.700 m Altura de zapata

- ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 0.500 m Altura efectiva en flexión
- e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes
- n = 0 pil. Numero de Pilotes
- b = 8.90 Ancho de la cimentacion
- A = 133.500 m² Area total para flexión A = b x Lc
- fu = 1.400

Armadura:

- f'c = 280 kg/cm²
- Fy = 4 200 kg/cm²
- b = 890.00 cm
- hz = 70.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{F_y} * b * d$$

- ri = 20.00 cm
- d = 50.00 cm

ρ mín .- En función del momento de agrietamiento

M tm	Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ² /m
15.52	21.73	16.67	11.52	15.33	15.33
14.30	20.02	16.67	10.62	14.12	14.12

Usamos:

- 1 Ø 20 mm a 0,20 m Superior 15.71 cm²/m
- 1 Ø 20 mm a 0,20 m Superior 15.71 cm²/m

- ρt = 0.0018 b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)
- Ast = 9.00 cm²/m 1/3 3.00 cm²/m
- Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inferior-superior 4.52 cm²/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a -a

- Vaa = 26.990
- Vuaa = 37.79 t
- vu = $\frac{V_u}{\phi * b * d}$ φ = 0.85
- vu = 8.89 kg/cm² > vu Mal Revisar d = 50.000 cm

Chequeamos el corte en la sección b-b (A una distancia d)

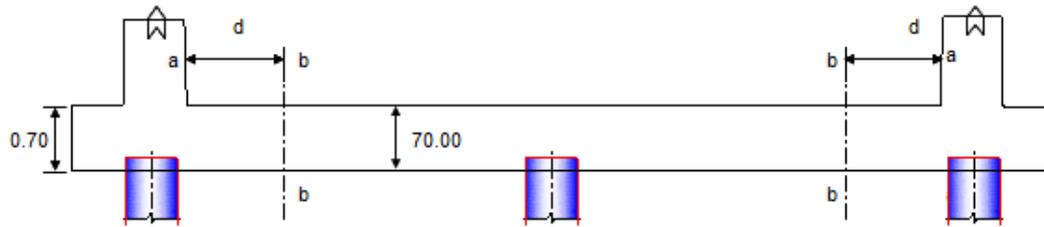
- Vbb = 8.460 t Corte en la sección aa
- Vubb = 11.84 t Corte último en sección aa
- vu = $\frac{V_u}{\phi * b * d}$
- vu = 2.79 kg/cm² Esfuerzo cortante en la sección aa
- vc = $0.53 \sqrt{f'c}$
- vc = 8.87 kg/cm² > vu OK d = 50.000 cm

Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

- Vcc = 21.720 t Corte en en centro
- Vucc = 30.41 t Corte último en el centro

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = 7.15 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK} \quad d = 50.000 \text{ cm}$$



CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

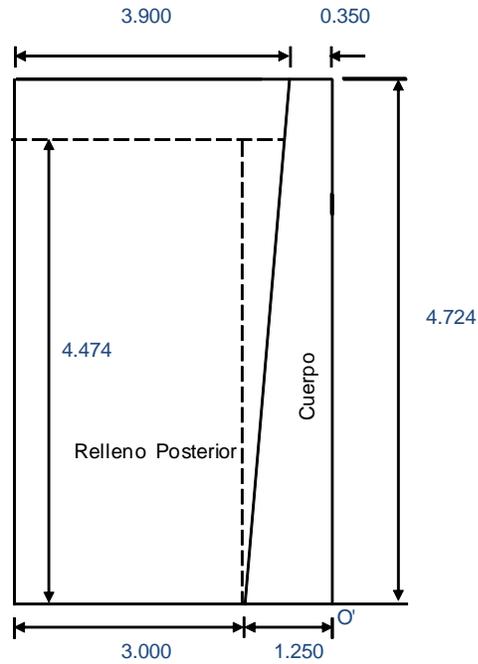
a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 15.00 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	3.968	0.175	0.694
2	5.102	0.650	3.316
3	3.624	0.950	3.443
Σ	12.694		7.453



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 4.474 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 2.540 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 6.355 t Empuje de tierras
- y_e = 1.649 m Ubicación de empuje
- $M_{vo'}$ = 10.479 tm Momento por presión de tierras

COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PANTALLA

$$d = \sqrt{\frac{M_{uv}}{\phi * R_u * b}}$$

- f_u = 1.700
- M_{uv} = 17.815
- R_u = 52.930 Kg/cm²
- d = 19.338

SISMO

Muro

FIG.	PESO	y	M _v = P _y
1	3.968	2.362	9.373
2	5.102	1.575	8.034
3			
Σ	9.070		17.407

A	=	0.400	Aceleración del sitio.
Kh	=	0.200	Aceleración horizontal
S	=	1.500	Coefficiente de sitio
W	=	9.070 t	Peso
y	=	1.919 m	Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
EQ	=	9.070 x 0.200	= 1.814 t
Meq-i	=	3.481 tm	

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

γ_s	=	1.800 t/m ³	Peso específico del suelo
h	=	4.474 m	
a	=	1.000 m	
Ka	=	0.278	Coefficiente de empuje activo
Kad	=	0.422	Coefficiente sísmica de presión activa
Kh	=	0.200	Coefficiente de aceleración horizontal
Kv	=	0.000	Coefficiente de aceleración vertical (adoptado)

Presión de tierras sin sobrecarga:

q2	=	2.240 t/m ²	Presión máxima sin sobrecarga
Ea	=	5.011 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
Ead	=	$1/2 \gamma_s H^2 (1 - Kv) Kae a$	
Ead	=	7.594 t	
ΔEad	=	2.584 t	
Mead	=	14.408 tm	

Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	1.814	3.481
Método de Mononobe - Okabe	7.594	14.408
Total	9.409	17.890

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

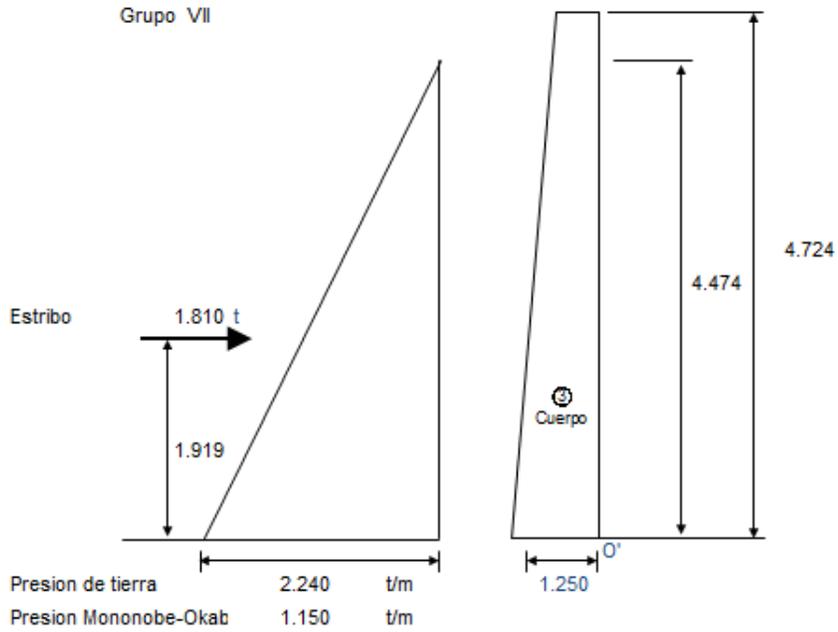
fu	=	1.70 Grupo I
fu	=	1.40 Grupo VII

Armadura:

f'c	=	280 kg/cm ²
Fy	=	4 200 kg/cm ²
b	=	100.00 cm
h	=	125.00 cm
r	=	7.00 cm
d	=	118.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c * b * d}{Fy}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm ²	Ascal cm ²
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
0.935	0.671	0.31	0.10	0.14	45.81	15.27	0.03
1.870	1.342	1.25	0.78	1.09	63.63	21.21	0.25
<u>2.805</u>	2.013	4.63	2.64	3.69	81.44	27.15	0.83
3.445	2.472	6.07	6.05	8.46	93.63	31.21	1.90
4.084	2.931	7.80	10.46	14.65	105.81	35.27	3.29
4.724	3.390	9.82	16.08	22.52	118.00	39.33	5.07

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot d^2 \cdot b \cdot f_c}}}{1.18} \cdot \frac{f_c}{F_y} \cdot b \cdot d$$

1.33Aascal cm ²	Asdefin. cm ² /m	ACERO		
0.000	0.00	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.041	0.04	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.327	0.33	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
1.102	1.10	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
2.528	2.53	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	9.04 cm ² /m
4.379	4.38	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	9.04 cm ² /m
6.739	6.74	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	9.04 cm ² /m

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t

$\rho_{tem} = 0.002$ a).- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con F_y no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

Ast	=	16.00 cm ² /m	2/3	10.67 cm ² /m	Ext.
		16.00 cm ² /m	1/3	5.33 cm ² /m	Int.
		1 Ø 14 mm a 0,14 m	Exterior	10.78 cm ² /m	Ext.
		1 Ø 12 mm a 0,20 m	Interior	5.65 cm ² /m	Int.

Corte:

V	=	9.817 t	Grupo VII
V _u	=	13.744 t	
v _u	=	1.29 kg/cm ²	
v _c	=	$0.53 \sqrt{f'c}$	
v _c	=	8.87 kg/cm ²	> v _u OK

DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

H _t	=	99.276 t	Fuerza horizontal total
F _f	=	67.070 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
F _p	=	32.207 t	Fuerza lateral en pilotes
N _p	=	12	Número de pilotes.
H _{py}	=	2.684 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
H _{px}	=	2.482 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
H _p	=	3.656 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
h _e	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
M _p	=	9.139 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

P _f	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
P _p	=	118.183 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.077 m	
φ _p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
A _g	=	5 026.55 cm ²	
A _{smin}	=	50.27 cm ²	1% de A _g .
Usamos:		16 φ 16 mm	Armadura longitudinal principal
A _s	=	32.2 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

- $f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4\,200.00 \text{ kg/cm}^2$
- $c_{bal} = 43.291 \text{ cm}$
- $e_{bal} = 0.227 \text{ m}$
- $\phi = 0.75$
- $Pu_{bal} = 543.716 \text{ t}$
- $Pu_o = 843.907 \text{ t}$

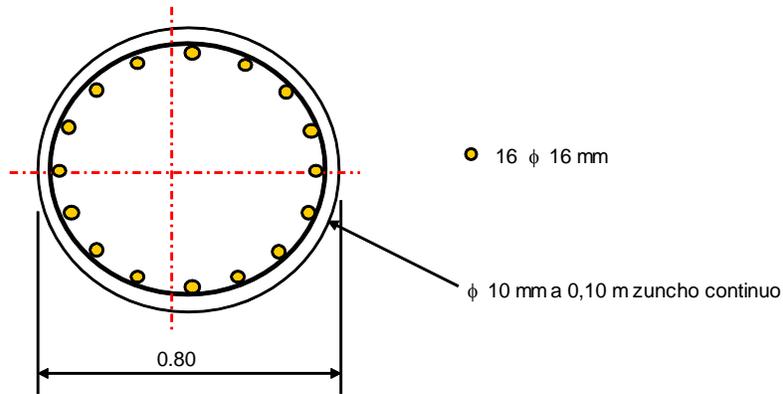
Resultados:

- $c = 70.000 \text{ cm}$
- $Pu = 792.108 \text{ t}$
- $Mu = 61.782 \text{ tm}$
- $e = 0.078 \text{ m}$

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

$Fs = 6.702$

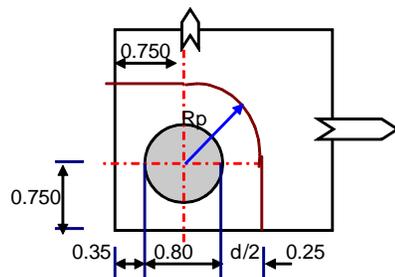
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo $\phi 10 \text{ mm}$ a $0,10 \text{ m}$



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

- $d = 0.500 \text{ m}$ Peralte efectivo.
- $Pp = 118.183 \text{ t}$ Carga del pilote.
- $fu = 1.700$ Factor mayoración
- $Ppu = 200.911 \text{ t}$ Calga última del pilote



Rp	=	0.650 m	Radio de punzonamiento
lp	=	2.521 m	Longitud para punzonamiento.
Ap	=	12 605.09 cm ²	Area resistente al punzonamiento
vu	=	$\frac{15.94}{\sqrt{f'c}}$ kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
vc	=	$\sqrt{f'c}$	
vc	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

ANEXO 4.10.1 DISEÑO DE MUROS (Muro “5” Occidental y Oriental L=15 m.)

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

Cálculo: Juan Carlos Quilumba
Jhonny Quintana

SUPERESTRUCTURA: Long: 40.00 jun-12

SEGUNDA ALTERNATIVA: Diseño estructural en acero

CARRETERA: Escalon 1 PROVINCIA: PICHINCHA
CANTON: QUITO

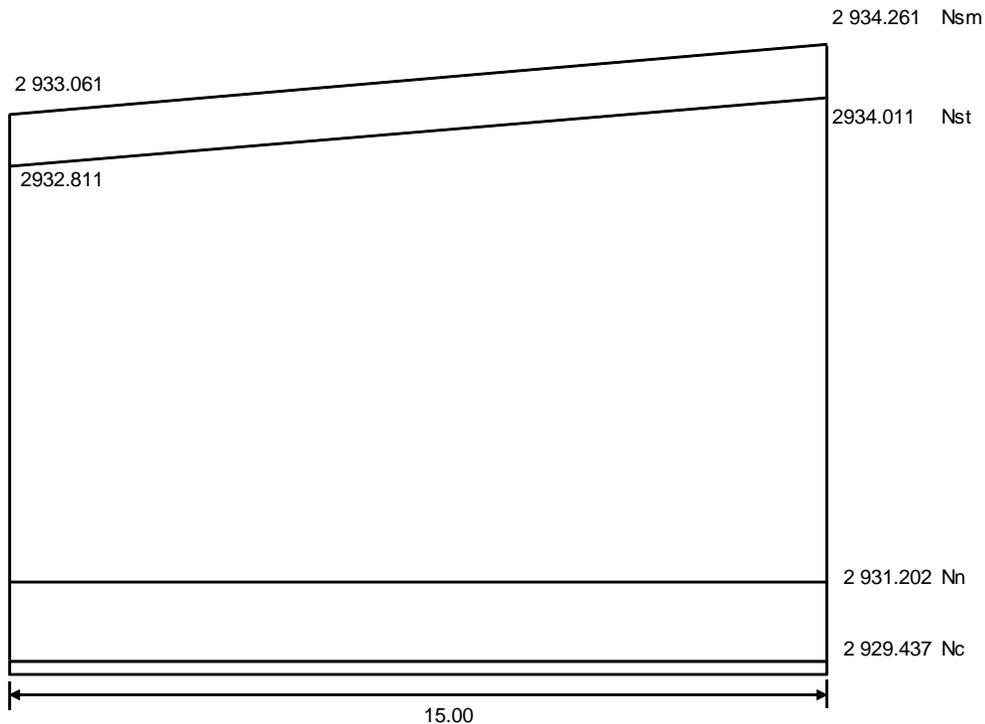
MUROS

DATOS:

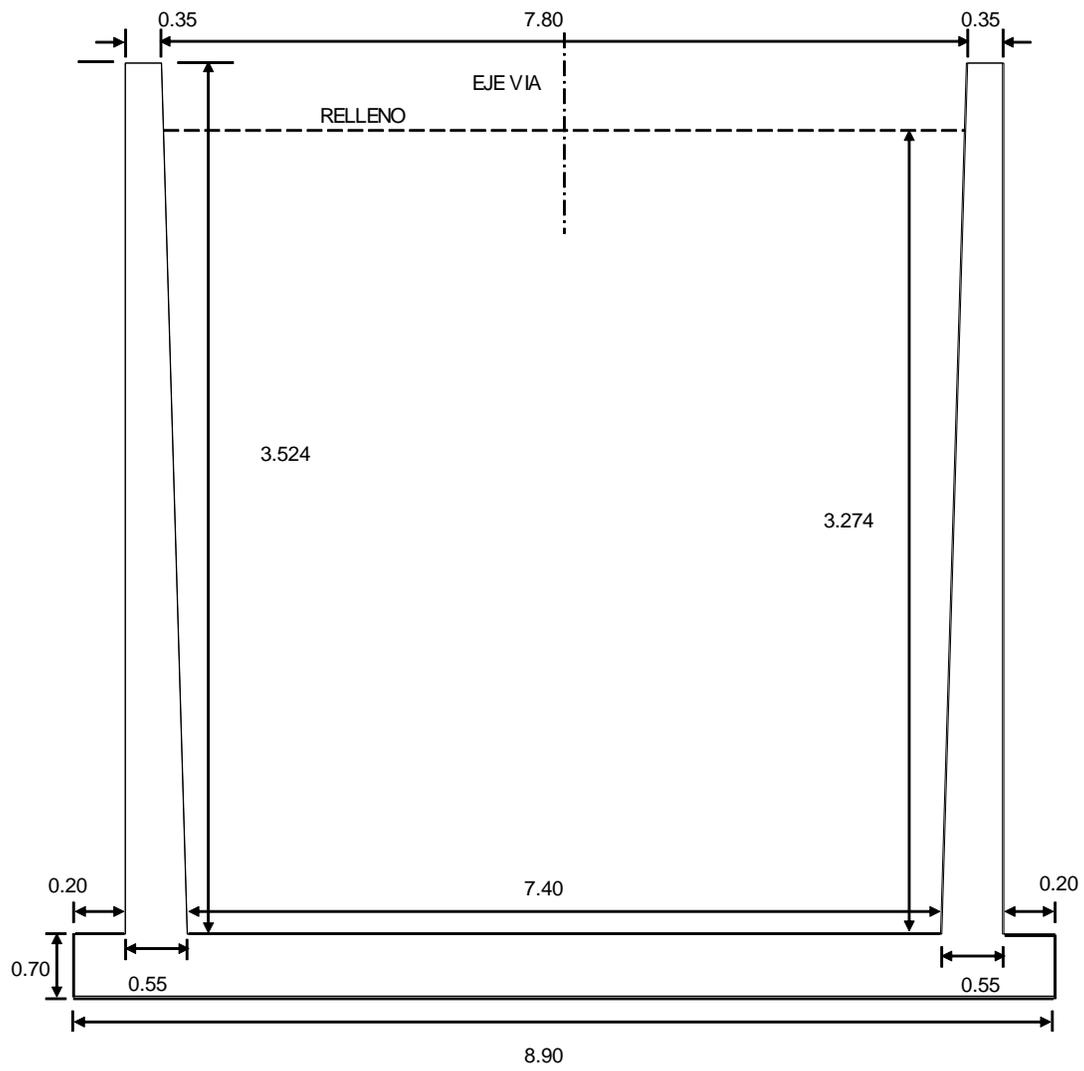
Lm =	15.00 m	Largo del muro
Nsm1 =	2 934.26 m	Nivel superior muro 1
Nsm2 =	2 933.06 m.	Nivel superior muro 2
Nst1 =	2 934.01 m.	Nivel superior tierra 1
Nst2 =	2 932.81 m.	Nivel superior tierra 2
Nc =	2 929.44 m	Cota cimentación de Zapata
Pls =	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli =	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nn =	2 931.20	Nivel natural del terreno
f'c =	280.00 kg/cm2	Resistencia del Hormigón
Fy =	4 200.00 kg/cm2	Limite de fluencia del acero de refuerzo

4.7.3.1. GEOMETRIA

ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



MURO + RELLENO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	3.524	0.350	15.000	2.400	1
2	Pantalla Derecha	3.524	0.200	15.000	2.400	0.50
3	Zapata	0.700	8.900	15.000	2.400	1
4	Relleno Posterior	3.274	7.600	15.000	1.800	1
5	Relleno Delantero	1.065	0.200	15.000	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	3.524	0.350	15.000	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	3.524	0.200	15.000	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	1.065	0.200	15.000	1.800	1

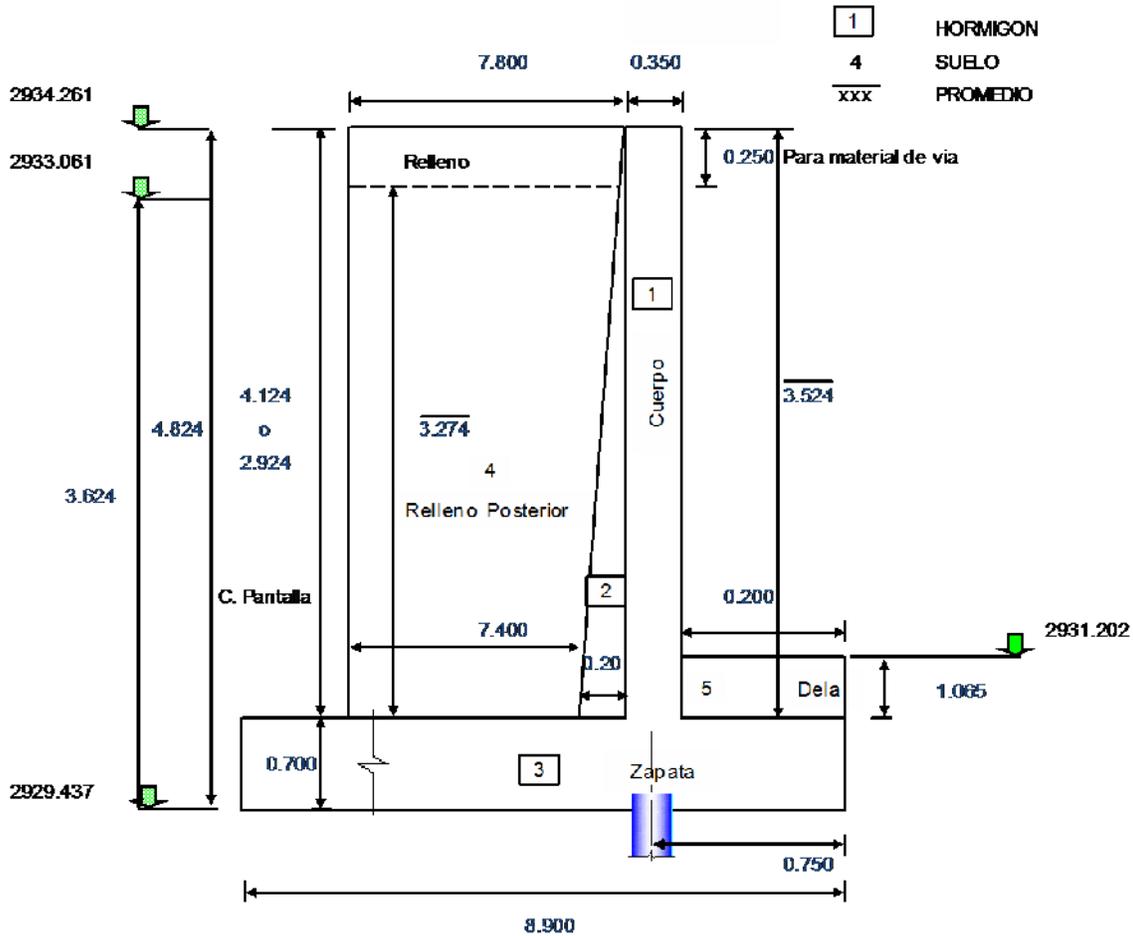
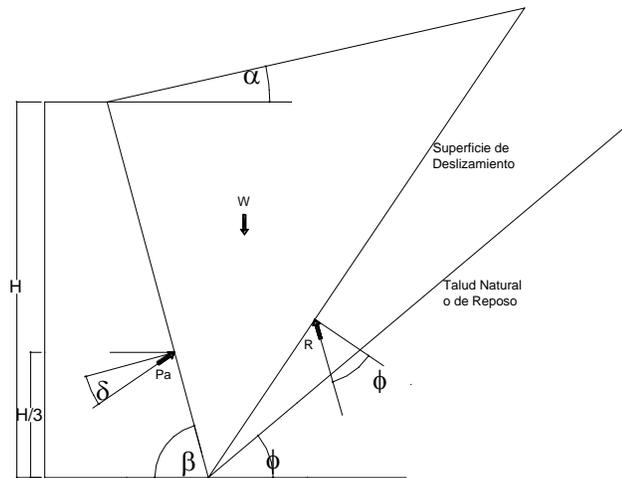


FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	44.402		-0.375		-16.651	
2	12.686		-0.133		-1.692	
3	224.280		3.700		829.836	
4	671.825		3.800		2552.934	
5	5.751		-0.650		-3.738	
6	44.402		7.775		345.229	
7	12.686		7.533		95.571	
8	5.751		8.050		46.296	
Σ	1021.784	0.000			3847.785	0.000

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote = 0.750

PRESION DE TIERRAS

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata



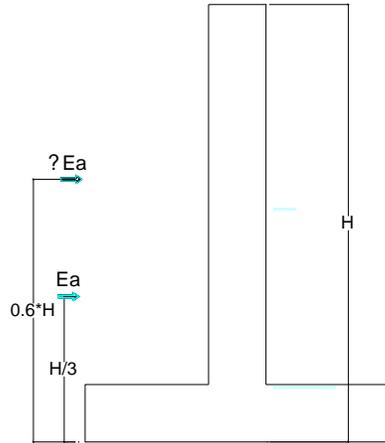
- $\gamma \sigma$ = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- α = 0.00 ° Angulo inclinación talud relleno
- ϕ = 32.00 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.00 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.00 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)
- K_p = $\tan^2 (45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo
- K_p = 3.25

K_a = Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2 (\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\phi + \delta) * \text{Sen} (\phi - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta) * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- K_a = 0.278
- h' = 0.600 m Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
- h = 3.974 m Altura promedio para presión de tierras
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga $\gamma \sigma \times K_a \times h'$
- q_2 = 2.290 t/m² Presión máxima para Grupo I $\gamma \sigma \times K_a \times (h' + h)$
- L_m = 15.000 m Ancho de presión de tierras.- largo del muro

- α = 0.000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.000 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.000 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
- Kad = 0.422
- Ead = 89.878 t Empuje de tierras
- ΔEad = 30.576 t Incremento dinámico de empuje
- $MEad = Ea \cdot \frac{h}{3} + \Delta Eae \cdot (h \cdot 0.6)$ Momento por el Metodo de Mononobe - Okabe
- MEad = 151.461 tm



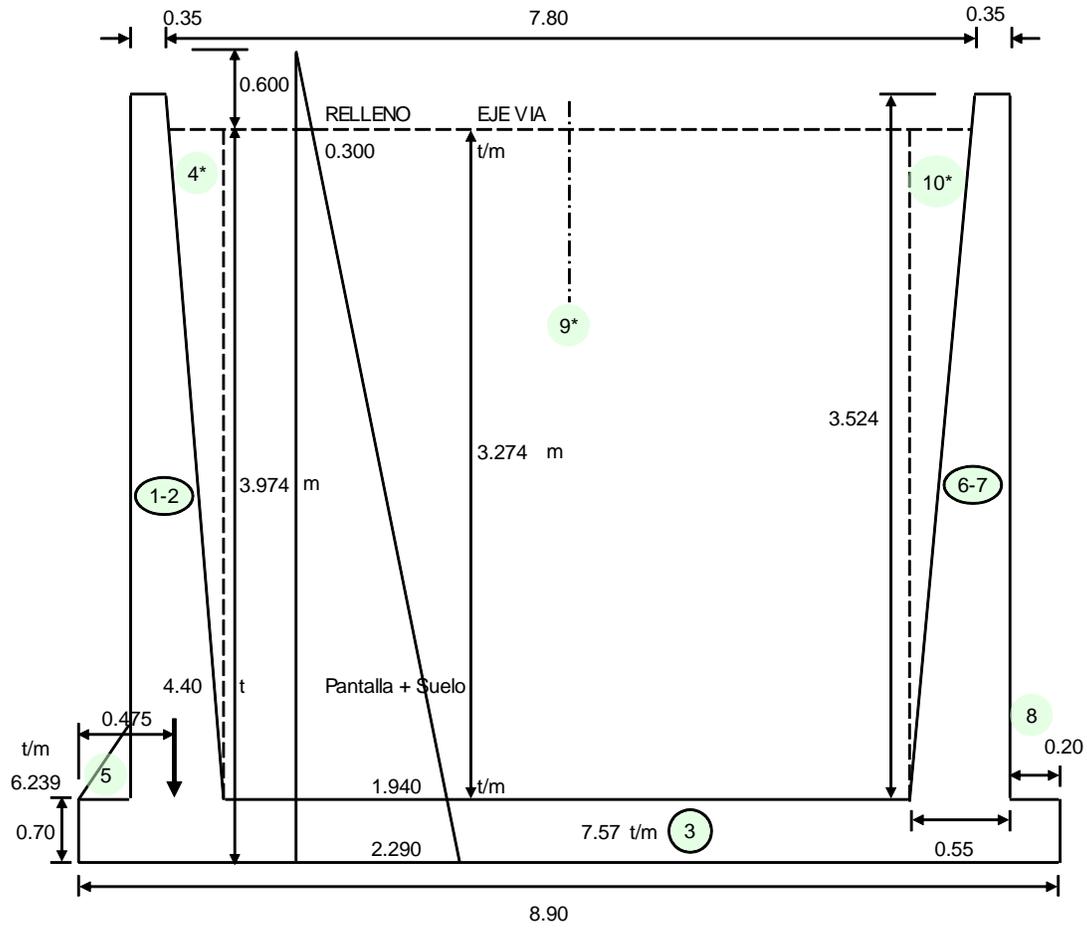
Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	67.692	68.940
METODO DE MONONOBE-OKABE	30.576	151.461
Total	98.268	220.401

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

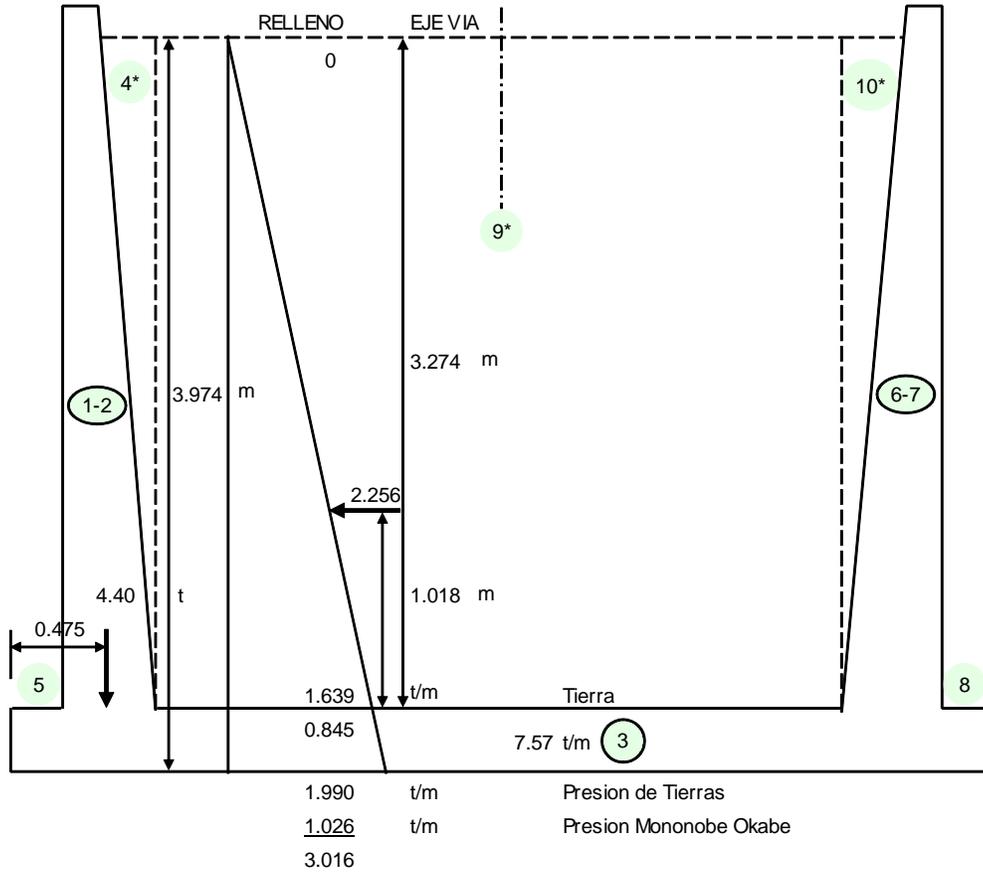
(CM + CV + E) Grupo I Estribo con carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm	
1	44.402		-0.375		-16.651		Pantalla
2	12.686		-0.133		-1.692		Pantalla
3	224.280		3.700		829.836		Zapata
4*	8.840		7.467		66.004		Rell. Pant.
5	5.751		-0.650		-3.738		Rell. Del.
6	44.402		7.775		345.229		Pantalla
7	12.686		7.533		95.571		Pantalla
8	5.751		8.050		46.296		Rell. Del.
9*	654.145		3.700		2420.337		Rell. Post.
10*	8.840		-0.067		-0.589		Rell. Post.
Σ	1021.784	0.000			3780.602	0.000	



(CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

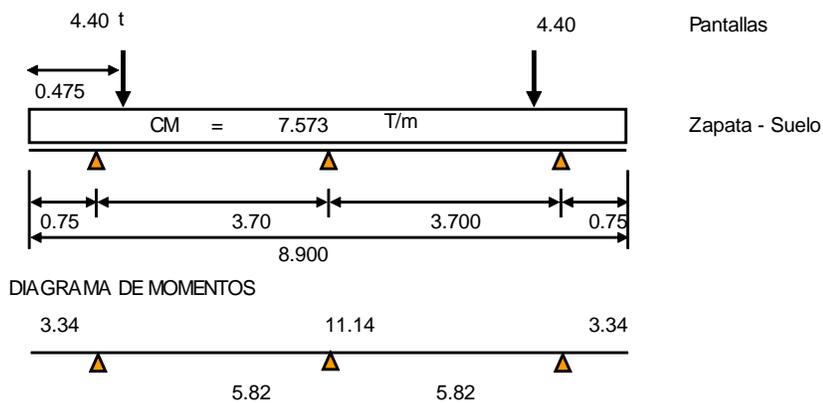
FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	44.402		-0.375		-16.651	
2	12.686		-0.133		-1.692	
3	224.280		3.700		829.836	
4*	8.840		7.467		66.004	
5	5.751		-0.650		-3.738	
6	44.402		7.775		345.229	
7	12.686		7.533		95.571	
8	5.751		8.050		46.296	
9*	654.145		3.700		2420.337	
10*	8.840		-0.067		-0.589	
Σ	1021.784	0.000			3780.602	0.000



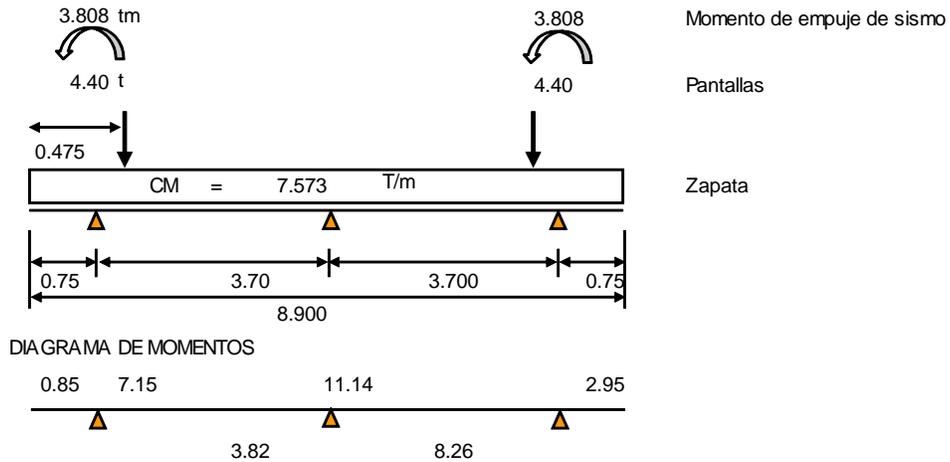
CALCULO A FLEXION

MOMENTOS DEL GRUPO I (CM+CV+E)

Seccion Transversal



MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)



Datos obtenidos en el programa sap 2000 v.14

RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	15.000 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	133.500 m ²	Area
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
Ix	=	881.211 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	1 021.784 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
$\sum Me$	=	3 780.602 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

P	=	1 021.784 t	
E	=	67.692 t	Empuje tierras y sismo
$\sum Me$	=	3 780.602 tm	Momento Estabilizante sin CV
Mo	=	68.940 tm	Momento de Empuje tierras y sismo
y	=	3.633 m	
e	=	0.067 m	Excentricidad con respecto al c. g. zapata
M	=	68.940 tm	

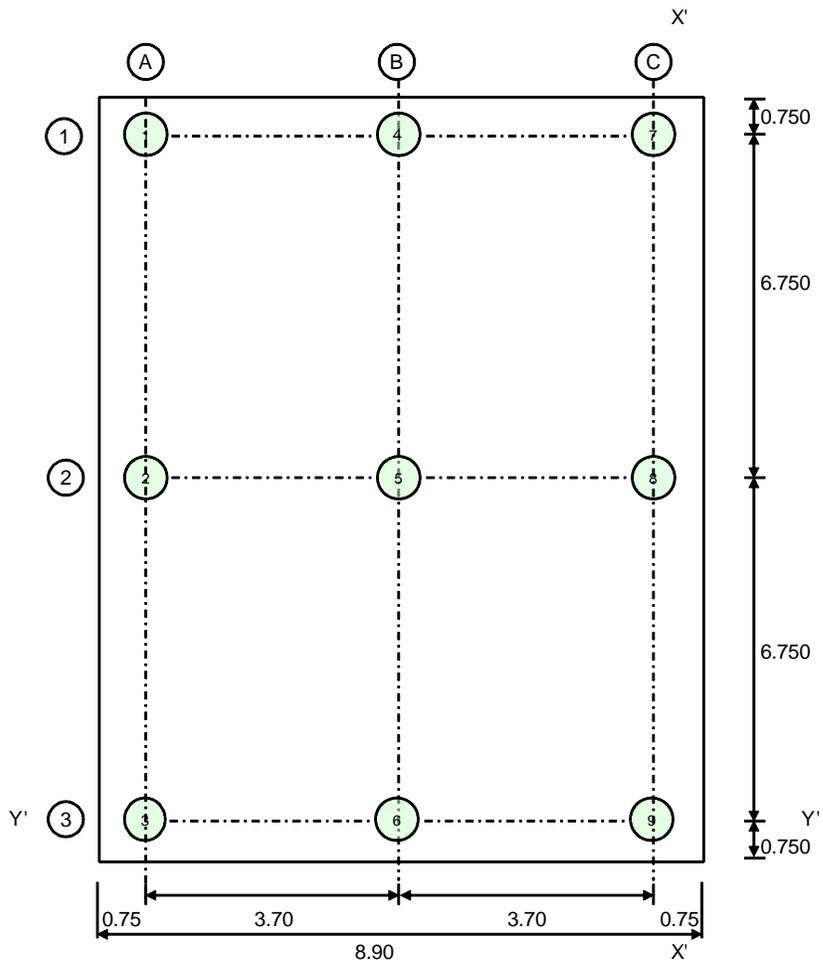
Diseñamos con el caso mas critico para nuestro caso (VII)

ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

PILOTES

DATOS DE PILOTES		Margen Izquierda	Margen Derecha
DIAMETRO ϕ_p	=	800.00 mm	800.00 mm
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=	136.00 t	117.00 t
CARGA POR FRICCION NEGATIVA P_f	=	0.00 t	0.00 t
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE P_i	=	2916.00 m	2919.00 m
COTA DE ZAPATA	=	2929.44 m	2929.44 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=	13.44 m	10.44 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=	9	9
CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES			



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No $\times dx$	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No $\times (dp)^2$
A	3	12,3	7.400	22.200	-3.700	41.070
B	3	4,5,6	3.700	11.100	0.000	0.000
C	3	7,8,9	0.000	0.000	3.700	41.070
Σ	9			33.300		82.140

$$Y_p = \frac{33.3}{9} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 82.140 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No $\times dx$	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No $\times (dp)^2$
1	3	14,7	13.500	40.500	6.750	136.688
2	3	2,5,8	6.750	20.250	0.000	0.000
3	3	3,6,9	0.000	0.000	-6.750	136.688
Σ	9			60.750		273.375

$$Y_p = \frac{60.8}{9} = 6.750 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 273.375 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

GRUPO VII

$$Y_x = 3.700 \text{ m}$$

$$Y_x = 3.633 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.000 \text{ m}$$

$$e = 0.067 \text{ m}$$

$$P_i = 1021.784 \text{ t}$$

$$P_i = 1021.784 \text{ t}$$

$$M_x = 0.000 \text{ tm}$$

$$M_x = 68.940 \text{ tm}$$

$$M_x / I_{gpx} = 0.000$$

$$M_x / I_{gpx} = 0.839$$

P_p = Carga en cada pilote

$$P_p = P / N \pm M dp / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 67.692 \text{ t}$$

Carga sísmica total: superestructura + estribo

$$M_{eq} = 68.940 \text{ tm}$$

Momento sísmico total: superestructura + estribo

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

Eq = 20.307 t
 Meqy = 20.682 tm
 My/lgpy = 0.076

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	3	12,3	-3.700	113.532	110.426
B	3	4,5,6	0.000	113.532	113.532
C	3	7,8,9	3.700	113.532	116.637

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	3	14,7	6.750	0.511
2	3	2,5,8	0.000	0.000
3	3	3,6,9	-6.750	-0.511

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	110.937		
2	110.426		
3	109.916		
4	114.042		
5	113.532		
6	113.021		
7	117.148		
8	116.637		
9	116.126		

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ESTRIBO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	Grupo VII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
IZQ. (A)	113.53	110.94	58.69	78.06
CEN. (B)	113.53	114.04	58.69	78.06
DER. (C)	113.53	117.15	58.69	78.06

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

CIMENTACION Diseñamos para el Grupo VII

DATOS DE CIMENTACION

Lc = 15.000 m Longitud del cimentacion
 hz = 0.700 m Altura de zapata

- ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 0.500 m Altura efectiva en flexión
- e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes
- n = 0 pil. Numero de Pilotes
- b = 8.90 Ancho de la cimentacion
- A = 133.500 m² Area total para flexión A = b x Lc
- fu = 1.400

Armadura:

- f'c = 280 kg/cm²
- Fy = 4 200 kg/cm²
- b = 890.00 cm
- hz = 70.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{F_y} * b * d$$

- ri = 20.00 cm
- d = 50.00 cm

ρ mín .- En función del momento de agrietamiento

M tm	Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ² /m
11.14	15.60	16.67	8.27	10.99	10.99
8.26	11.56	16.67	6.13	8.15	8.15

Usamos:

- 1 Ø 18 mm a 0,20 m Superior 12.72 cm²/m
- 1 Ø 18 mm a 0,20 m Inferior 12.72 cm²/m

- ρt = 0.0018 b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)
- Ast = 9.00 cm²/m 1/3 3.00 cm²/m
- Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inferior-superior 4.52 cm²/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a -a

- Vaa = 12.930
- Vuaa = 18.10 t
- vu = $\frac{V_u}{\phi * b * d}$ φ = 0.85
- vu = 4.26 kg/cm² > vu OK d = 50.000 cm

Chequeamos el corte en la sección b-b (A una distancia d)

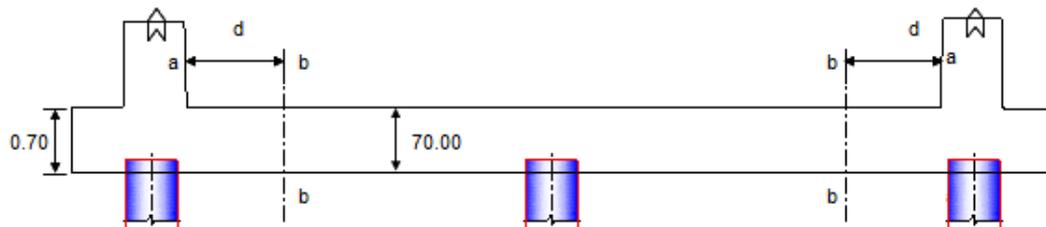
- Vbb = 9.150 t Corte en la sección aa
- Vubb = 12.81 t Corte último en sección aa
- vu = $\frac{V_u}{\phi * b * d}$
- vu = 3.01 kg/cm² Esfuerzo cortante en la sección aa
- vc = $0.53 \sqrt{f'c}$
- vc = 8.87 kg/cm² > vu OK d = 50.000 cm

Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

- Vcc = 17.150 t Corte en en centro
- Vucc = 24.01 t Corte último en el centro

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = 5.65 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK} \quad d = 50.000 \text{ cm}$$



CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

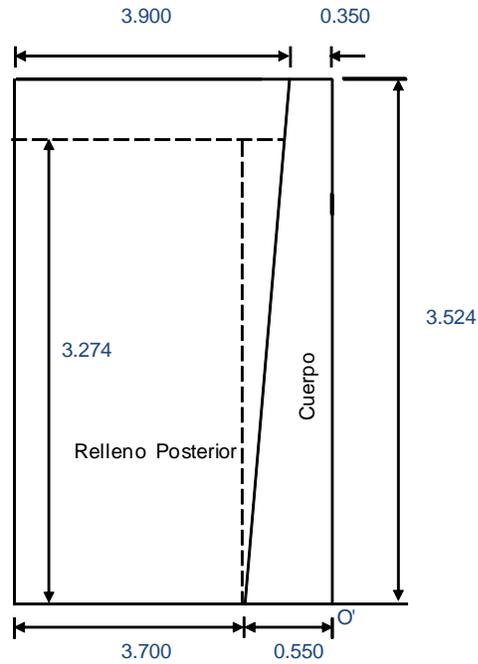
a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 15.00 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	2.960	0.175	0.518
2	0.846	0.417	0.352
3	0.589	0.483	0.285
Σ	4.395		1.155



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 3.274 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 1.940 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 3.667 t Empuje de tierras
- y_e = 1.238 m Ubicación de empuje
- $M_{vo'}$ = 4.538 tm Momento por presión de tierras

COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PANTALLA

$$d = \sqrt{\frac{M_{uv}}{\phi * R_u * b}}$$

- f_u = 1.700
- M_{uv} = 7.715
- R_u = 52.930 Kg/cm²
- d = 12.726

SISMO

Muro

FIG.	PESO	y	$M_v = P_y$
1	2.960	1.762	5.216
2	0.846	1.175	0.993
3			
Σ	3.806		6.209

A	=	0.400	Aceleración del sitio.
Kh	=	0.200	Aceleración horizontal
S	=	1.500	Coefficiente de sitio
W	=	3.806 t	Peso
y	=	1.631 m	Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
EQ	=	3.806 x 0.200	= 0.761 t
Meq-i	=	1.242 tm	

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

γ_s	=	1.800 t/m3	Peso específico del suelo
h	=	3.274 m	
a	=	1.000 m	
Ka	=	0.278	Coefficiente de empuje activo
Kad	=	0.422	Coefficiente sísmica de presión activa
Kh	=	0.200	Coefficiente de aceleración horizontal
Kv	=	0.000	Coefficiente de aceleración vertical (adoptado)

Presión de tierras sin sobrecarga:

q2	=	1.639 t/m2	Presión máxima sin sobrecarga
Ea	=	2.683 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
Ead	=	$1/2 \gamma_s H^2 (1 - Kv) Kae a$	
Ead	=	4.067 t	
ΔEad	=	1.384 t	
Mead	=	5.646 tm	

Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	0.761	1.242
Método de Mononobe - Okabe	4.067	5.646
Total	4.828	6.888

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

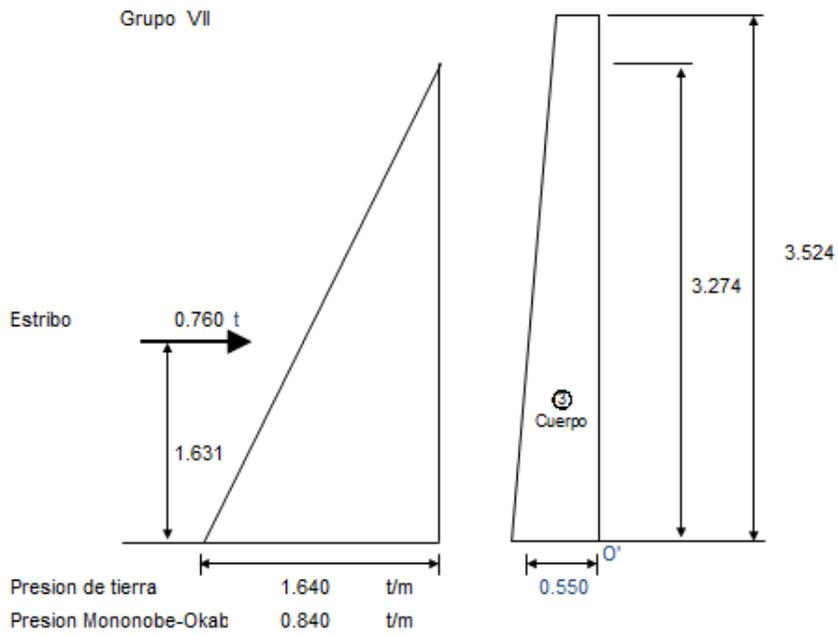
fu	=	1.70 Grupo I
fu	=	1.40 Grupo VII

Armadura:

f'c	=	280 kg/cm2
Fy	=	4 200 kg/cm2
b	=	100.00 cm
h	=	55.00 cm
r	=	7.00 cm
d	=	48.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c * b * d}{Fy}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm ²	Ascal cm ²
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
0.631	0.444	0.14	0.03	0.04	31.58	10.53	0.02
1.262	0.888	0.56	0.24	0.33	35.16	11.72	0.18
1.893	1.332	2.02	0.80	1.11	38.74	12.91	0.61
2.436	1.715	2.85	2.11	2.95	41.83	13.94	1.63
2.980	2.097	3.89	3.93	5.50	44.91	14.97	3.05
3.524	2.480	5.13	6.37	8.92	48.00	16.00	4.96

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot d^2 \cdot b \cdot f_c}}}{1.18} \cdot \frac{f_c}{F_y} \cdot b \cdot d$$

1.33Aascal cm ²	Asdefin. cm ² /m	ACERO		
0.000	0.00	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.030	0.03	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.242	0.24	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.817	0.82	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
2.171	2.17	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	9.04 cm ² /m
4.057	4.06	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	9.04 cm ² /m
6.601	6.60	1 Ø 12 mm a 0,25 m + 1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	9.04 cm ² /m

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t

$\rho_{tem} = 0.002$ a).- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con F_y no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

Ast	=	9.00 cm ² /m	2/3	6.00 cm ² /m	Ext.
		9.00 cm ² /m	1/3	3.00 cm ² /m	Int.
		1 Ø 14 mm a 0,25 m	Exterior	6.16 cm ² /m	Ext.
		1 Ø 10 mm a 0,25 m	Interior	3.14 cm ² /m	Int.

Corte:

V	=	5.130 t	Grupo VII
V _u	=	7.182 t	
v _u	=	1.54 kg/cm ²	
v _c	=	$0.53 \sqrt{f'c}$	
v _c	=	8.87 kg/cm ²	> v _u OK

DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

H _t	=	67.692 t	Fuerza horizontal total
F _f	=	51.089 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
F _p	=	16.602 t	Fuerza lateral en pilotes
N _p	=	9	Número de pilotes.
H _{py}	=	1.845 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
H _{px}	=	2.256 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
H _p	=	2.914 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
h _e	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
M _p	=	7.286 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

P _f	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
P _p	=	117.148 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.062 m	
φ _p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
A _g	=	5 026.55 cm ²	
A _{smin}	=	50.27 cm ²	1% de A _g .
Usamos:		16 φ 16 mm	Armadura longitudinal principal
A _s	=	32.2 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

- $f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4\ 200.00 \text{ kg/cm}^2$
- $c \text{ bal} = 43.291 \text{ cm}$
- $e \text{ bal} = 0.227 \text{ m}$
- $\phi = 0.75$
- $Pu \text{ bal} = 543.716 \text{ t}$
- $Pu \text{ o} = 843.907 \text{ t}$

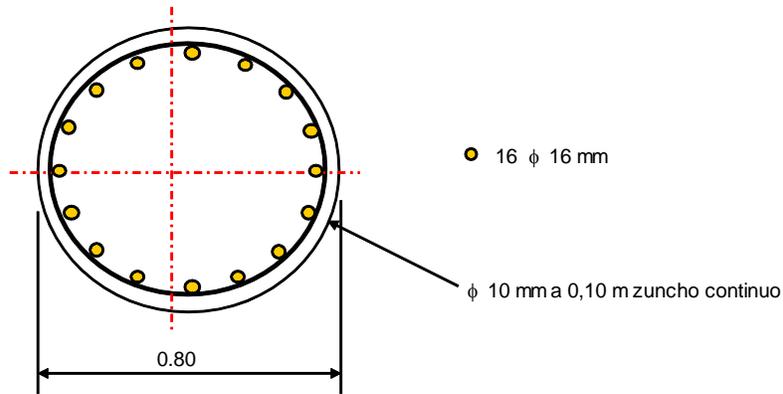
Resultados:

- $c = 73.600 \text{ cm}$
- $Pu = 834.380 \text{ t}$
- $Mu = 53.460 \text{ tm}$
- $e = 0.064 \text{ m}$

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

$Fs = 7.122$

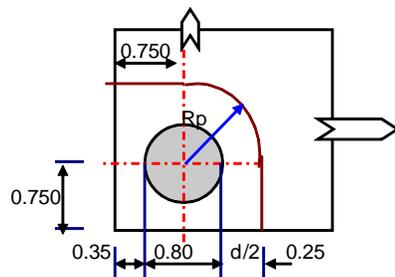
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo $\phi 10 \text{ mm}$ a $0,10 \text{ m}$



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

- $d = 0.500 \text{ m}$ Peralte efectivo.
- $Pp = 117.148 \text{ t}$ Carga del pilote.
- $fu = 1.700$ Factor mayoración
- $Ppu = 199.151 \text{ t}$ Calga última del pilote



Rp	=	0.650 m	Radio de punzonamiento
lp	=	2.521 m	Longitud para punzonamiento.
Ap	=	12 605.09 cm ²	Area resistente al punzonamiento
vu	=	$\frac{15.80}{\sqrt{f'c}}$ kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
vc	=	$\sqrt{f'c}$	
vc	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

ANEXO 4.10.1 DISEÑO DE MUROS (Muro “6” Occidental L=12.11 m.)

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

Cálculo: Juan Carlos Quilumba
Jhonny Quintana

SUPERESTRUCTURA: Long: 40.00 jun-12

SEGUNDA ALTERNATIVA: Diseño estructural en acero

CARRETERA: Escalon 1 PROVINCIA: PICHINCHA
CANTON: QUITO

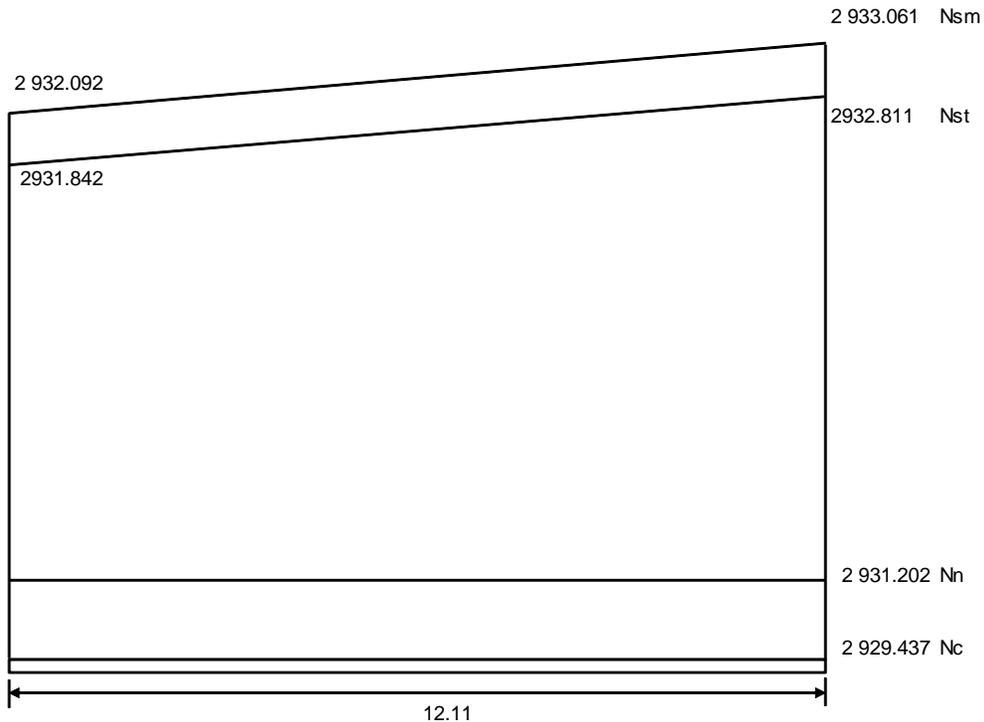
MUROS

DATOS:

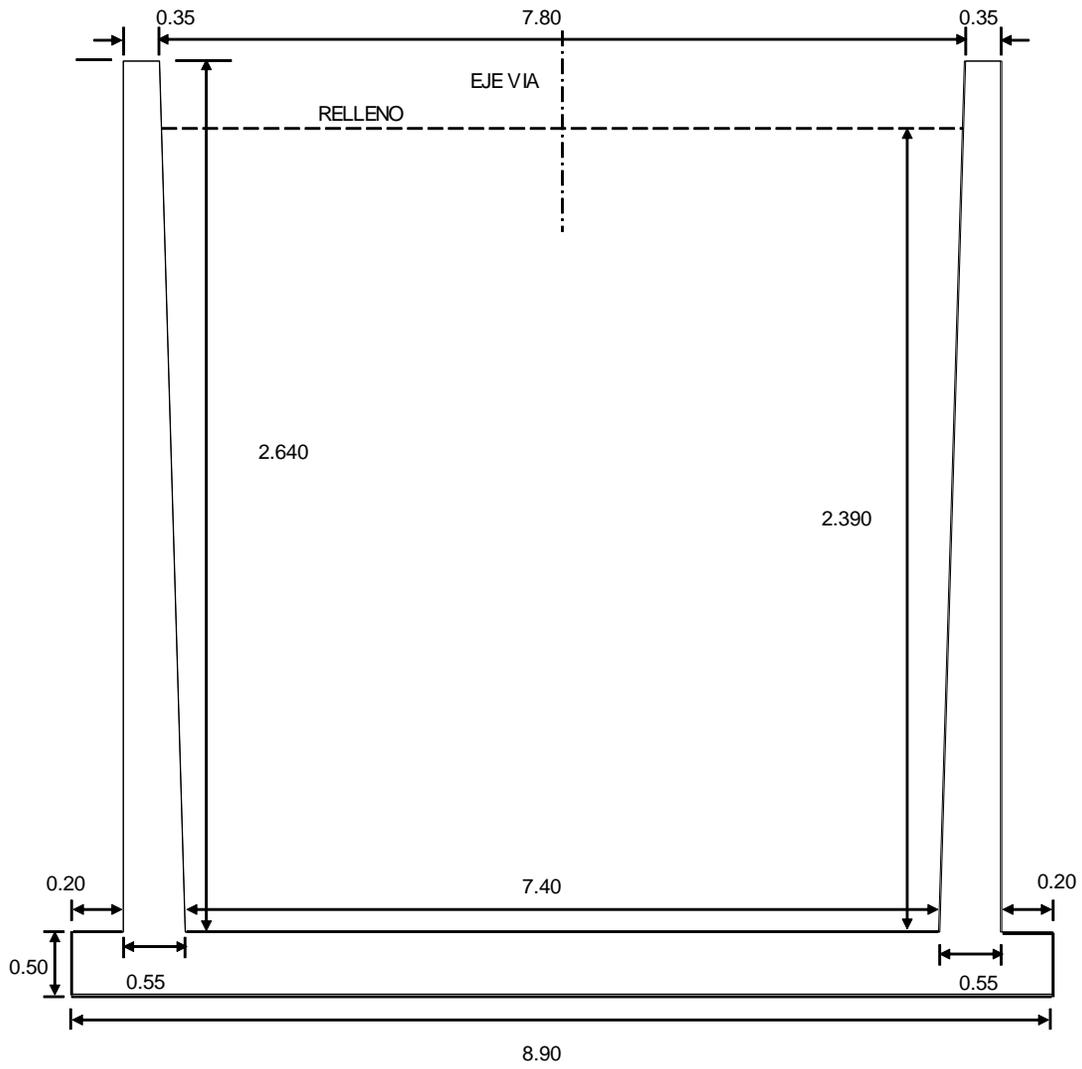
Lm =	12.11 m	Largo del muro
Nsm1 =	2 933.06 m	Nivel superior muro 1
Nsm2 =	2 932.09 m.	Nivel superior muro 2
Nst1 =	2 932.81 m.	Nivel superior tierra 1
Nst2 =	2 931.84 m.	Nivel superior tierra 2
Nc =	2 929.44 m	Cota cimentación de Zapata
Pls =	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli =	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nn =	2 931.20	Nivel natural del terreno
f'c =	280.00 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy =	4 200.00 kg/cm ²	Limite de fluencia del acero de refuerzo

4.7.3.1. GEOMETRIA

ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



MURO + RELLENO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	2.640	0.350	12.112	2.400	1
2	Pantalla Derecha	2.640	0.200	12.112	2.400	0.50
3	Zapata	0.500	8.900	12.112	2.400	1
4	Relleno Posterior	2.390	7.600	12.112	1.800	1
5	Relleno Delantero	1.265	0.200	12.112	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	2.640	0.350	12.112	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	2.640	0.200	12.112	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	1.265	0.200	12.112	1.800	1

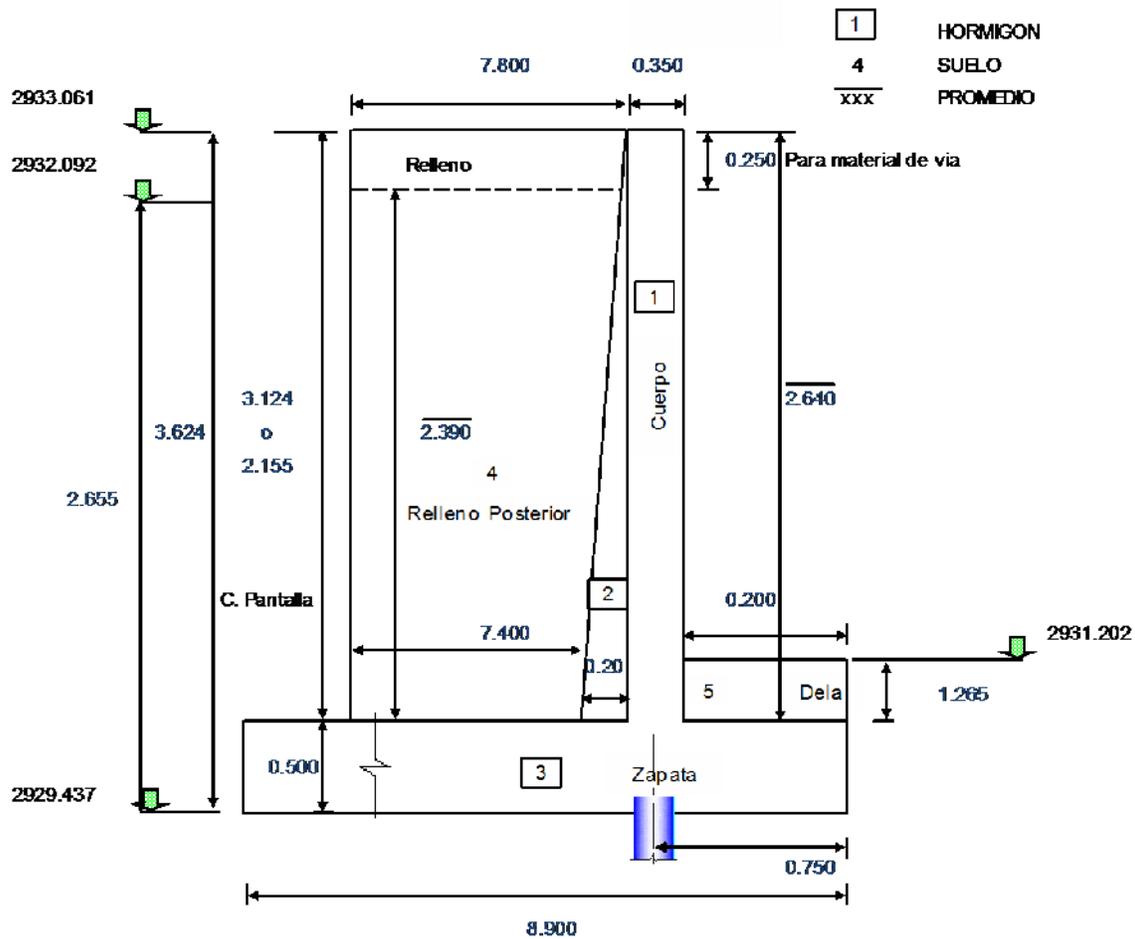
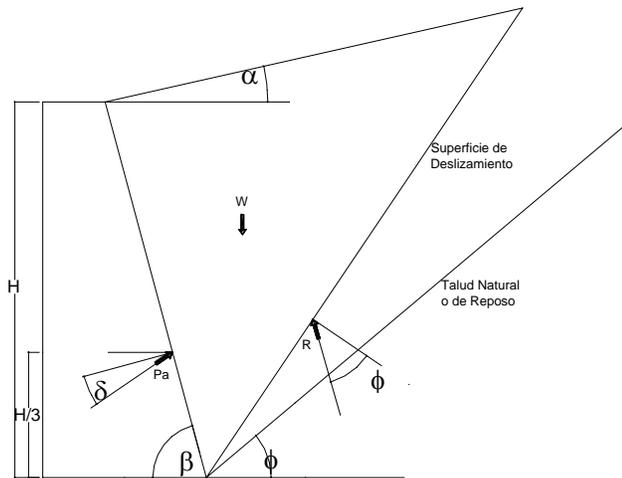


FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	26.855		-0.375		-10.071	
2	7.673		-0.133		-1.023	
3	129.356		3.700		478.618	
4	395.925		3.800		1504.514	
5	5.516		-0.650		-3.585	
6	26.855		7.775		208.795	
7	7.673		7.533		57.802	
8	5.516		8.050		44.402	
Σ	605.367	0.000			2279.452	0.000

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote = 0.750

PRESION DE TIERRAS

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata



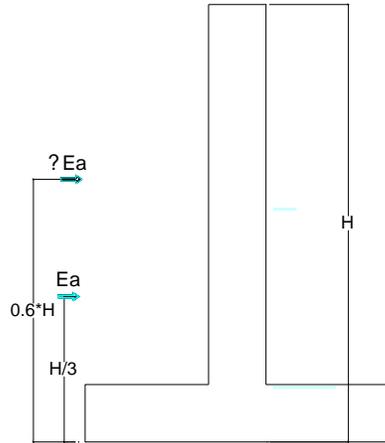
- $\gamma \sigma$ = 1.800 t/m3 Peso específico del suelo
- α = 0.00 ° Angulo inclinación talud relleno
- ϕ = 32.00 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.00 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.00 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)
- K_p = $\tan^2 (45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo
- K_p = 3.25

K_a = Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2 (\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\phi + \delta) * \text{Sen} (\phi - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta) * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- K_a = 0.278
- h' = 0.600 m Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
- h = 2.890 m Altura promedio para presión de tierras
- q_1 = 0.300 t/m2 Presión por sobrecarga $\gamma \sigma \times K_a \times h'$
- q_2 = 1.747 t/m2 Presión máxima para Grupo I $\gamma \sigma \times K_a \times (h' + h)$
- L_m = 12.112 m Ancho de presión de tierras.- largo del muro

- α = 0.000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.000 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.000 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
- Kad = 0.422
- Ead = 38.368 t Empuje de tierras
- ΔEad = 13.053 t Incremento dinámico de empuje
- $MEad = Ea \cdot \frac{h}{3} + \Delta Eae \cdot (h \cdot 0.6)$ Momento por el Metodo de Mononobe - Okabe
- MEad = 47.013 tm



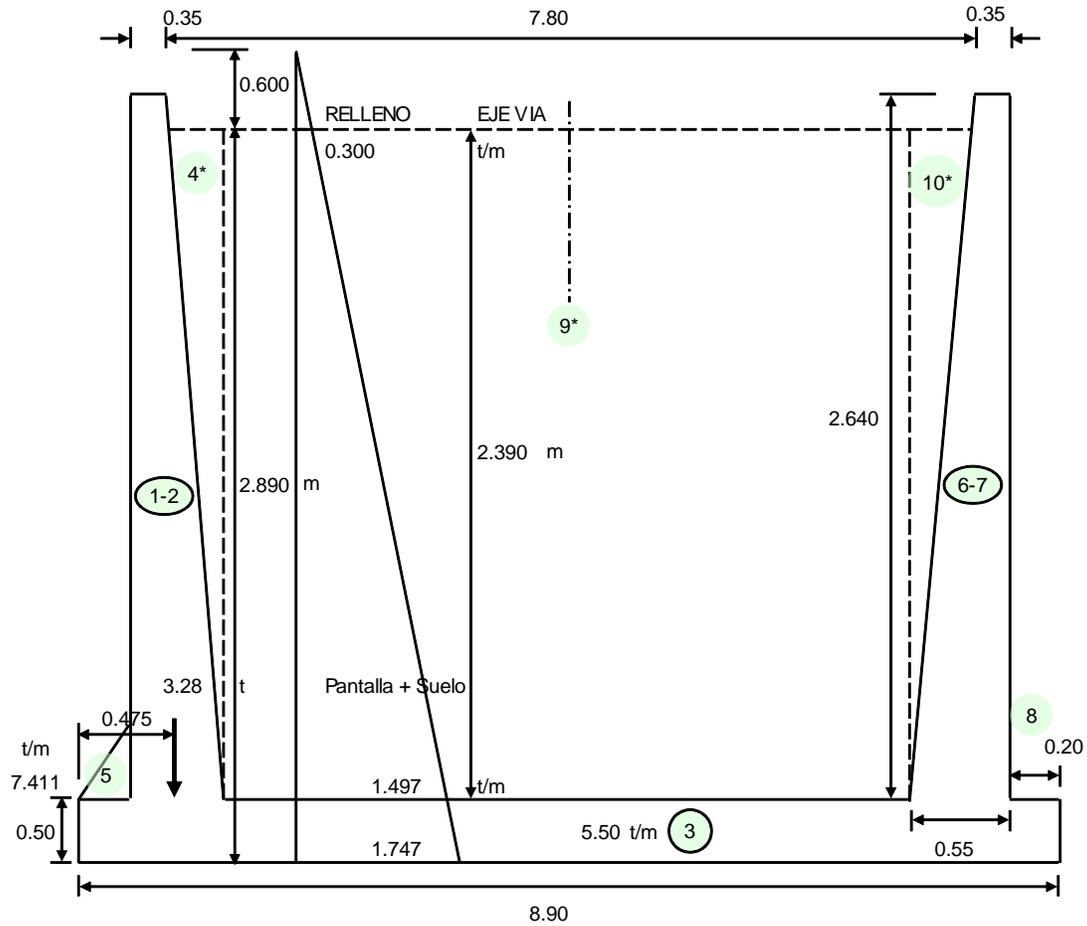
Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	39.682	30.250
METODO DE MONONOBE-OKABE	13.053	47.013
Total	52.735	77.263

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

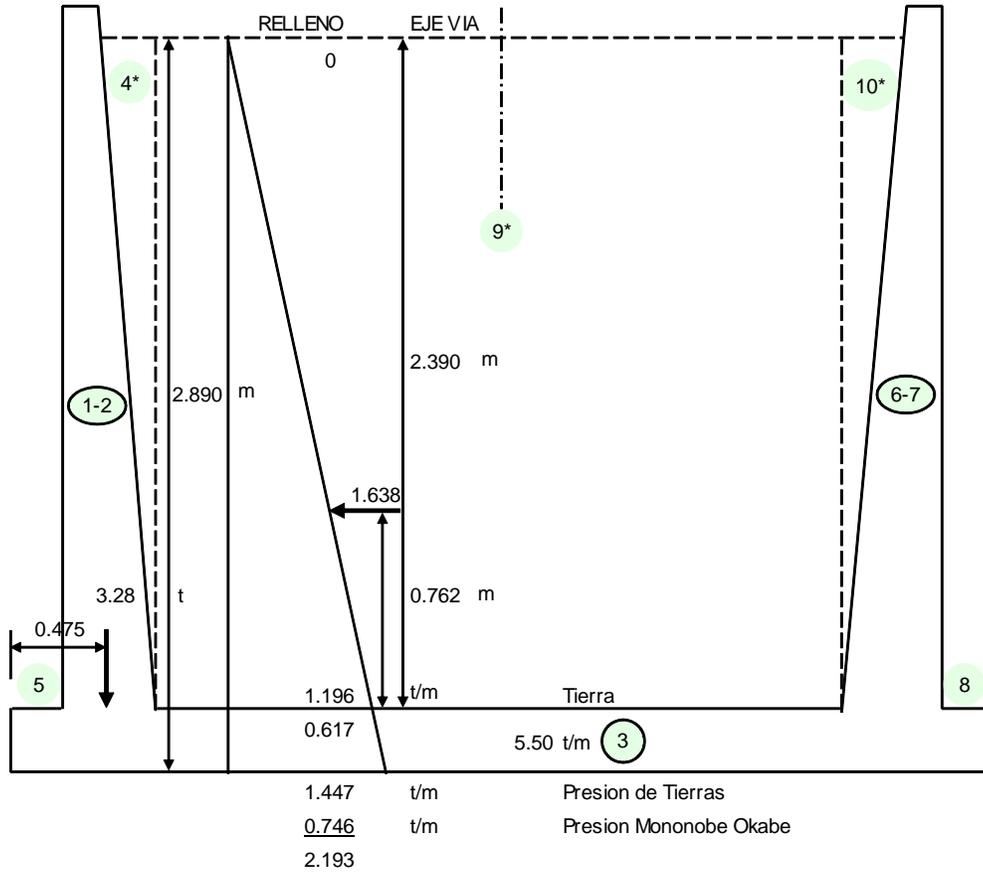
(CM + CV + E) Grupo I Estribo con carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm	
1	26.855		-0.375		-10.071		Pantalla
2	7.673		-0.133		-1.023		Pantalla
3	129.356		3.700		478.618		Zapata
4*	5.210		7.467		38.898		Rell. Pant.
5	5.516		-0.650		-3.585		Rell. Del.
6	26.855		7.775		208.795		Pantalla
7	7.673		7.533		57.802		Pantalla
8	5.516		8.050		44.402		Rell. Del.
9*	385.506		3.700		1426.371		Rell. Post.
10*	5.210		-0.067		-0.347		Rell. Post.
Σ	605.367	0.000			2239.859	0.000	



(CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

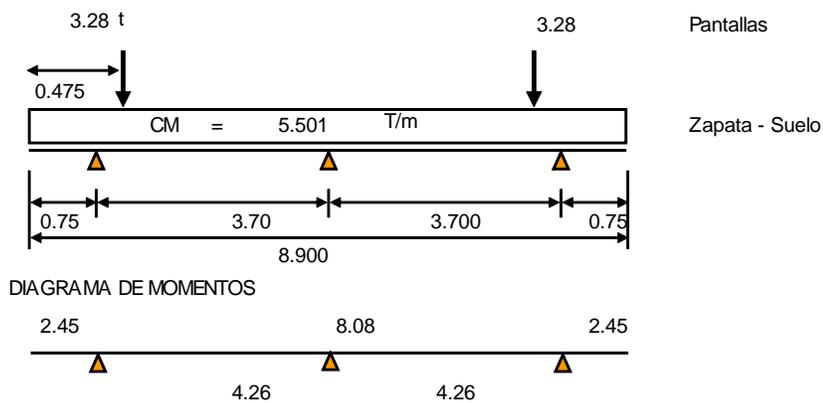
FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	26.855		-0.375		-10.071	
2	7.673		-0.133		-1.023	
3	129.356		3.700		478.618	
4*	5.210		7.467		38.898	
5	5.516		-0.650		-3.585	
6	26.855		7.775		208.795	
7	7.673		7.533		57.802	
8	5.516		8.050		44.402	
9*	385.506		3.700		1426.371	
10*	5.210		-0.067		-0.347	
Σ	605.367	0.000			2239.859	0.000



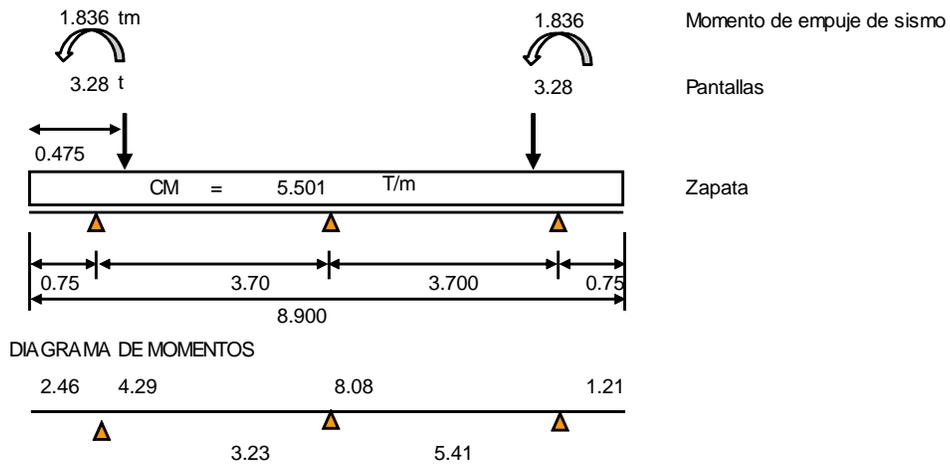
CALCULO A FLEXION

MOMENTOS DEL GRUPO I (CM+CV+E)

Seccion Transversal



MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)



Datos obtenidos en el programa sap 2000 v.14

RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	12.112 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	107.797 m ²	Area
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
Ix	=	711.549 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	605.367 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
$\sum Me$	=	2 239.859 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

P	=	605.367 t	
E	=	39.682 t	Empuje tierras y sismo
$\sum Me$	=	2 239.859 tm	Momento Estabilizante sin CV
Mo	=	30.250 tm	Momento de Empuje tierras y sismo
y	=	3.650 m	
e	=	0.050 m	Excentricidad con respecto al c. g. zapata
M	=	30.250 tm	

Diseñamos con el caso mas critico para nuestro caso (VII)

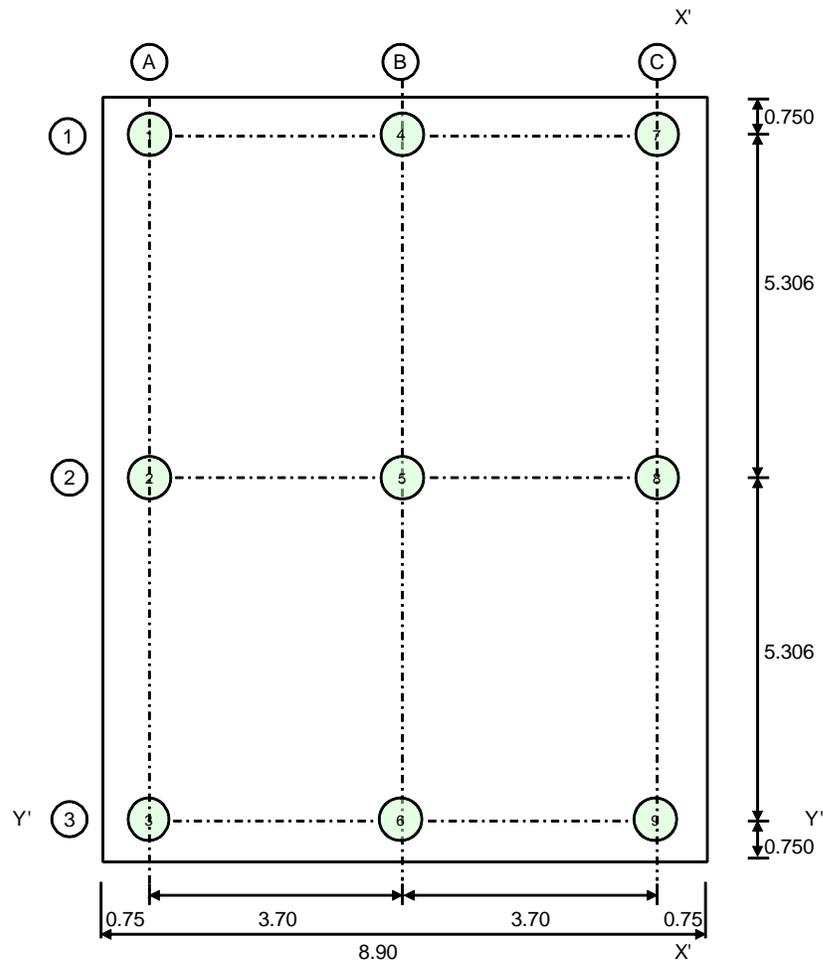
ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

PILOTES

DATOS DE PILOTES

		Margen Izquierda
DIAMETRO \varnothing_p	=	800.00 mm
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=	79.00 t
CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA P_f	=	0.00 t
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE P_i	=	2924.00 m
COTA DE ZAPATA	=	2929.44 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=	5.44 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=	9
CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES		



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
A	3	12,3	7.400	22.200	-3.700	41.070
B	3	4,5,6	3.700	11.100	0.000	0.000
C	3	7,8,9	0.000	0.000	3.700	41.070
Σ	9			33.300		82.140

$$Y_p = \frac{33.3}{9} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 82.140 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
1	3	14,7	10.612	31.836	5.306	84.461
2	3	2,5,8	5.306	15.918	0.000	0.000
3	3	3,6,9	0.000	0.000	-5.306	84.461
Σ	9			47.754		168.922

$$Y_p = \frac{47.8}{9} = 5.306 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 168.922 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

GRUPO VII

$$Y_x = 3.700 \text{ m}$$

$$Y_x = 3.650 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.000 \text{ m}$$

$$e = 0.050 \text{ m}$$

$$P_i = 605.367 \text{ t}$$

$$P_i = 605.367 \text{ t}$$

$$M_x = 0.000 \text{ tm}$$

$$M_x = 30.250 \text{ tm}$$

$$M_x / I_{gpx} = 0.000$$

$$M_x / I_{gpx} = 0.368$$

P_p = Carga en cada pilote

$$P_p = P / N \pm M dp / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 39.682 \text{ t}$$

Carga sísmica total: superestructura + estribo

$$M_{eq} = 30.250 \text{ tm}$$

Momento sísmico total: superestructura + estribo

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

Eq = 11.905 t
 Meqy = 9.075 tm
 My/lgpy = 0.054

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	3	12,3	-3.700	67.263	65.900
B	3	4,5,6	0.000	67.263	67.263
C	3	7,8,9	3.700	67.263	68.626

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	3	14,7	5.306	0.285
2	3	2,5,8	0.000	0.000
3	3	3,6,9	-5.306	-0.285

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	66.185		
2	65.900		
3	65.615		
4	67.548		
5	67.263		
6	66.978		
7	68.911		
8	68.626		
9	68.341		

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ESTRIBO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	Grupo VII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
IZQ. (A)	67.26	66.19	58.69	78.06
CEN. (B)	67.26	67.55	58.69	78.06
DER. (C)	67.26	68.91	58.69	78.06

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

CIMENTACION Diseñamos para el Grupo VII

DATOS DE CIMENTACION

Lc = 12.112 m Longitud del cimentacion
 hz = 0.500 m Altura de zapata

- ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 0.300 m Altura efectiva en flexión
- e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes
- n = 0 pil. Numero de Pilotes
- b = 8.90 Ancho de la cimentacion
- A = 107.797 m² Area total para flexión A = b x Lc
- fu = 1.400

Armadura:

- f'c = 280 kg/cm²
- Fy = 4 200 kg/cm²
- b = 890.00 cm
- hz = 50.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{F_y} * b * d$$

- ri = 20.00 cm
- d = 30.00 cm

ρ mín .- En función del momento de agrietamiento

M tm	Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ² /m
8.08	11.31	10.00	10.01	13.31	10.01
5.41	7.57	10.00	6.69	8.90	8.90

Usamos:

- 1 Ø 16 mm a 0,20 m Superior 10.05 cm²/m
- 1 Ø 16 mm a 0,20 m Inferior 10.05 cm²/m

- ρt = 0.0018 b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)
- Ast = 5.40 cm²/m 1/3 1.80 cm²/m
- Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inferior-superior 4.52 cm²/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a -a

- Vaa = 9.150
- Vuaa = 12.81 t
- vu = $\frac{V_u}{\phi * b * d}$ φ = 0.85
- vu = 5.02 kg/cm² > vu OK d = 30.000 cm

Chequeamos el corte en la sección b -b (A una distancia d)

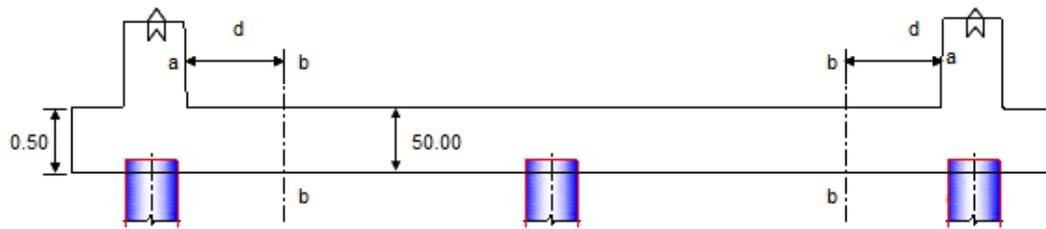
- Vbb = 7.500 t Corte en la sección aa
- Vubb = 10.50 t Corte último en sección aa
- vu = $\frac{V_u}{\phi * b * d}$
- vu = 4.12 kg/cm² Esfuerzo cortante en la sección aa
- vc = $0.53 \sqrt{f'c}$
- vc = 8.87 kg/cm² > vu OK d = 30.000 cm

Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

- Vcc = 12.200 t Corte en en centro
- Vucc = 17.08 t Corte último en el centro

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = 6.70 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK} \quad d = 30.000 \text{ cm}$$



CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

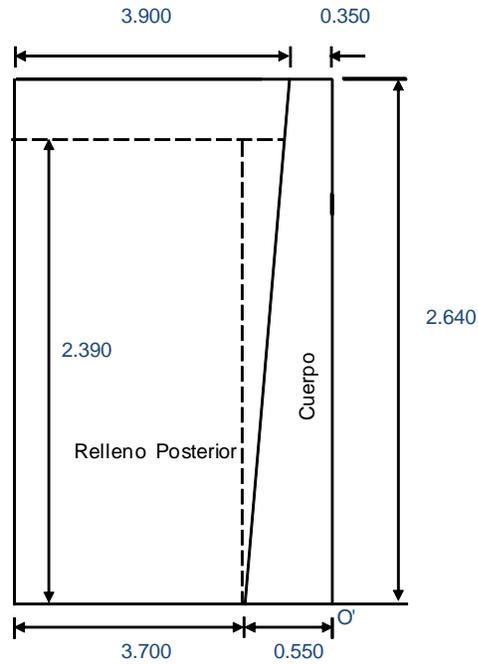
a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 12.11 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	2.217	0.175	0.388
2	0.633	0.417	0.264
3	0.430	0.483	0.208
Σ	3.281		0.860



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 2.390 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 1.497 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 2.147 t Empuje de tierras
- y_e = 0.930 m Ubicación de empuje
- $M_{vo'}$ = 1.996 tm Momento por presión de tierras

COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PANTALLA

$$d = \sqrt{\frac{M_{uv}}{\phi * R_u * b}}$$

- f_u = 1.700
- M_{uv} = 3.393
- R_u = 52.930 Kg/cm²
- d = 8.440

SISMO

Muro

FIG.	PESO	y	$M_v = P_y$
1	2.217	1.320	2.926
2	0.633	0.880	0.557
3			
Σ	2.851		3.484

A	=	0.400	Aceleración del sitio.
Kh	=	0.200	Aceleración horizontal
S	=	1.500	Coefficiente de sitio
W	=	2.851 t	Peso
y	=	1.222 m	Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
EQ	=	2.851 x 0.200	= 0.570 t
Meq-i	=	0.697 tm	

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

γ_s	=	1.800 t/m3	Peso específico del suelo
h	=	2.390 m	
a	=	1.000 m	
Ka	=	0.278	Coefficiente de empuje activo
Kad	=	0.422	Coefficiente sísmica de presión activa
Kh	=	0.200	Coefficiente de aceleración horizontal
Kv	=	0.000	Coefficiente de aceleración vertical (adoptado)

Presión de tierras sin sobrecarga:

q2	=	1.196 t/m2	Presión máxima sin sobrecarga
Ea	=	1.429 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
Ead	=	$1/2 \gamma_s H^2 (1 - Kv) Kae a$	
Ead	=	2.166 t	
ΔEad	=	0.737 t	
Mead	=	2.195 tm	

Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	0.570	0.697
Método de Mononobe - Okabe	2.166	2.195
Total	2.736	2.892

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

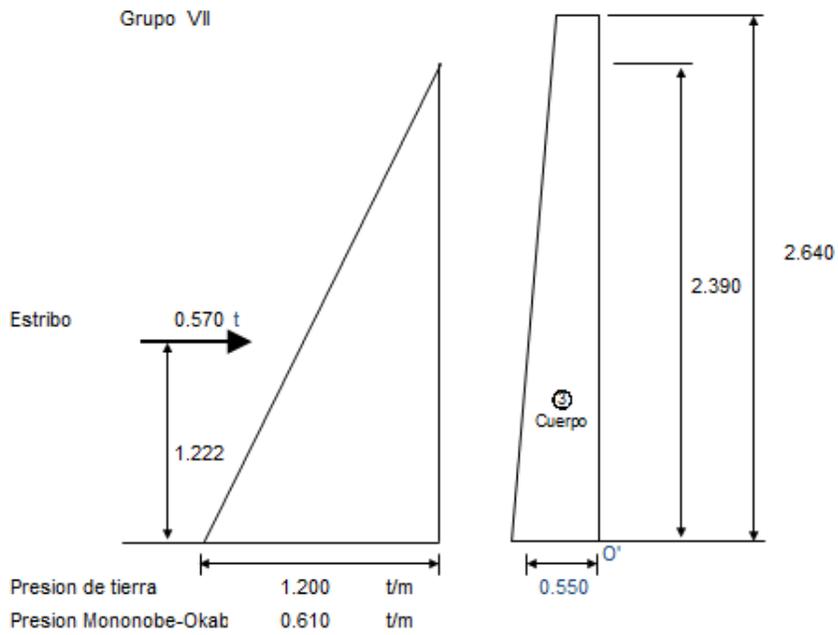
fu	=	1.70 Grupo I
fu	=	1.40 Grupo VII

Armadura:

f'c	=	280 kg/cm2
Fy	=	4 200 kg/cm2
b	=	100.00 cm
h	=	55.00 cm
r	=	7.00 cm
d	=	48.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'_c}}}{1.18} * \frac{f'_c * b * d}{F_y}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm ²	Ascal cm ²
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
0.473	0.324	0.08	0.01	0.02	31.58	10.53	0.01
0.945	0.648	0.31	0.10	0.14	35.16	11.72	0.07
<u>1.418</u>	0.972	1.26	0.33	0.46	38.74	12.91	0.25
1.825	1.251	1.71	0.93	1.30	41.83	13.94	0.72
2.232	1.531	2.28	1.74	2.43	44.91	14.97	1.34
2.640	1.810	2.96	2.80	3.92	48.00	16.00	2.17

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot d^2 \cdot b \cdot f_c}}}{1.18} \cdot \frac{f_c}{F_y} \cdot b \cdot d$$

1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ² /m	ACERO		
0.000	0.00	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.012	0.01	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.099	0.10	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.334	0.33	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.952	0.95	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
1.785	1.79	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
2.883	2.88	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t

$$\rho_{tem} = 0.002 \text{ a).- Para barras corrugadas no mayores que } N^{\circ} 16 \text{ con } F_y \text{ no menor que } 420 \text{ Mpa, o (ACI 14.3.3)}$$

Ast	=	9.00 cm ² /m	2/3	6.00 cm ² /m	Ext.
		9.00 cm ² /m	1/3	3.00 cm ² /m	Int.
		1 Ø 14 mm a 0,25 m	Exterior	6.16 cm ² /m	Ext.
		1 Ø 10 mm a 0,25 m	Interior	3.14 cm ² /m	Int.

Corte:

V	=	2.959 t	Grupo VII	
V _u	=	4.142 t		
v _u	=	0.89 kg/cm ²		
v _c	=	$0.53 \sqrt{f'c}$		
v _c	=	8.87 kg/cm ²	> v _u	OK

DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

H _t	=	39.682 t	Fuerza horizontal total
F _f	=	30.268 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
F _p	=	9.414 t	Fuerza lateral en pilotes
N _p	=	9	Número de pilotes.
H _{py}	=	1.046 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
H _{px}	=	1.323 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
H _p	=	1.686 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
h _e	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
M _p	=	4.216 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

P _f	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
P _p	=	68.911 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.061 m	
φ _p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
A _g	=	5 026.55 cm ²	
A _{smin}	=	50.27 cm ²	1% de A _g .
Usamos:		16 φ 16 mm	Armadura longitudinal principal
A _s	=	32.2 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

- $f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4\ 200.00 \text{ kg/cm}^2$
- $c \text{ bal} = 43.291 \text{ cm}$
- $e \text{ bal} = 0.227 \text{ m}$
- $\phi = 0.75$
- $Pu \text{ bal} = 543.716 \text{ t}$
- $Pu \text{ o} = 843.907 \text{ t}$

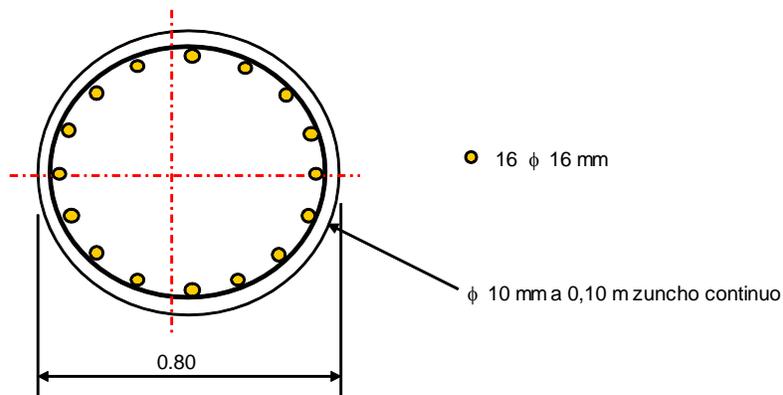
Resultados:

- $c = 74.300 \text{ cm}$
- $Pu = 898.160 \text{ t}$
- $Mu = 55.120 \text{ tm}$
- $e = 0.061 \text{ m}$

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

$Fs = 13.034$

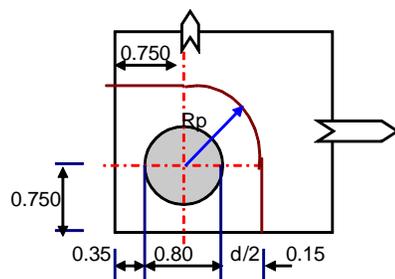
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo $\phi 10 \text{ mm}$ a $0,10 \text{ m}$



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

- $d = 0.300 \text{ m}$ Peralte efectivo.
- $Pp = 68.911 \text{ t}$ Carga del pilote.
- $fu = 1.700$ Factor mayoración
- $Ppu = 117.148 \text{ t}$ Calga última del pilote



Rp	=	0.550 m	Radio de punzonamiento
lp	=	2.364 m	Longitud para punzonamiento.
Ap	=	7 091.81 cm ²	Area resistente al punzonamiento
vu	=	$\overline{16.52}$ kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
vc	=	$\sqrt{f'c}$	
vc	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

ANEXO 4.10.1 DISEÑO DE MUROS (Muro “6” Oriental L=15 m.)

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

Cálculo: Juan Carlos Quilumba
Jhonny Quintana

SUPERESTRUCTURA: Long: 40.00 jun-12

SEGUNDA ALTERNATIVA: Diseño estructural en acero

CARRETERA: Escalon 1 PROVINCIA: PICHINCHA
CANTON: QUITO

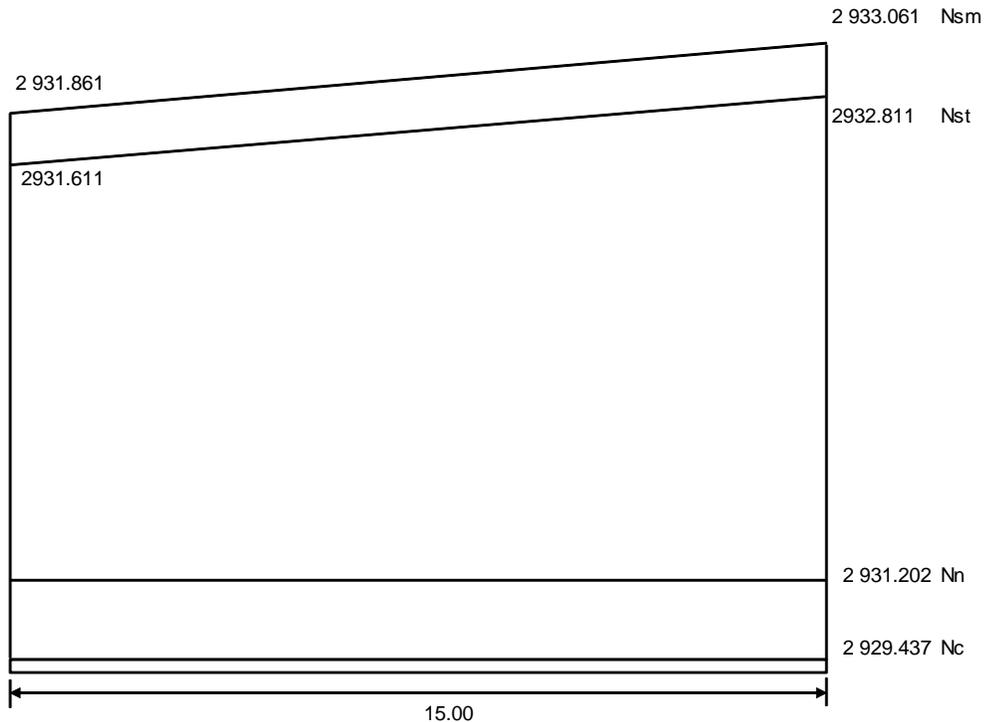
MUROS

DATOS:

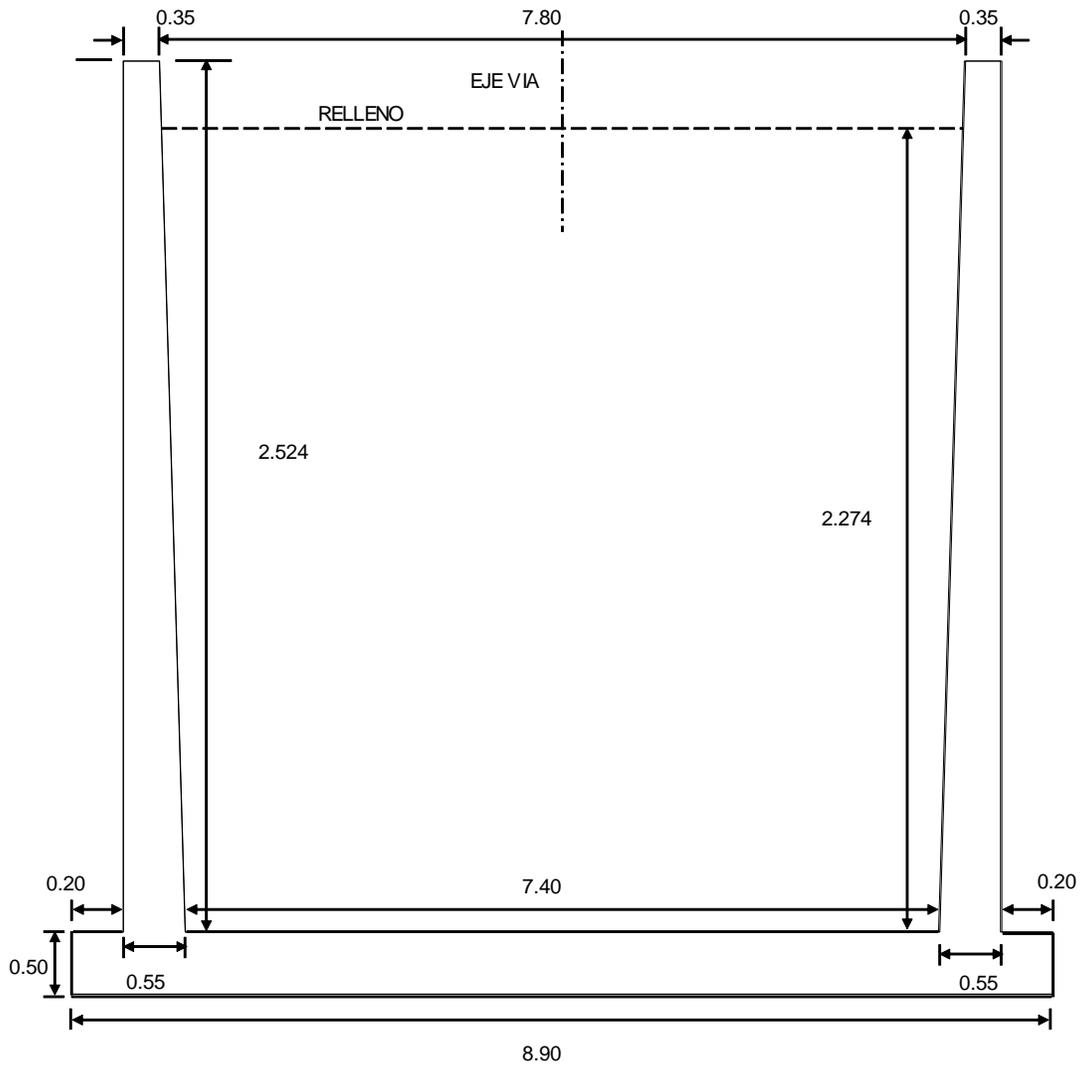
Lm =	15.00 m	Largo del muro
Nsm1 =	2 933.06 m	Nivel superior muro 1
Nsm2 =	2 931.86 m.	Nivel superior muro 2
Nst1 =	2 932.81 m.	Nivel superior tierra 1
Nst2 =	2 931.61 m.	Nivel superior tierra 2
Nc =	2 929.44 m	Cota cimentación de Zapata
Pls =	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli =	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nn =	2 931.20	Nivel natural del terreno
f'c =	280.00 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy =	4 200.00 kg/cm ²	Limite de fluencia del acero de refuerzo

4.7.3.1. GEOMETRIA

ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



MURO + RELLENO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	2.524	0.350	15.000	2.400	1
2	Pantalla Derecha	2.524	0.200	15.000	2.400	0.50
3	Zapata	0.500	8.900	15.000	2.400	1
4	Relleno Posterior	2.274	7.600	15.000	1.800	1
5	Relleno Delantero	1.265	0.200	15.000	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	2.524	0.350	15.000	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	2.524	0.200	15.000	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	1.265	0.200	15.000	1.800	1

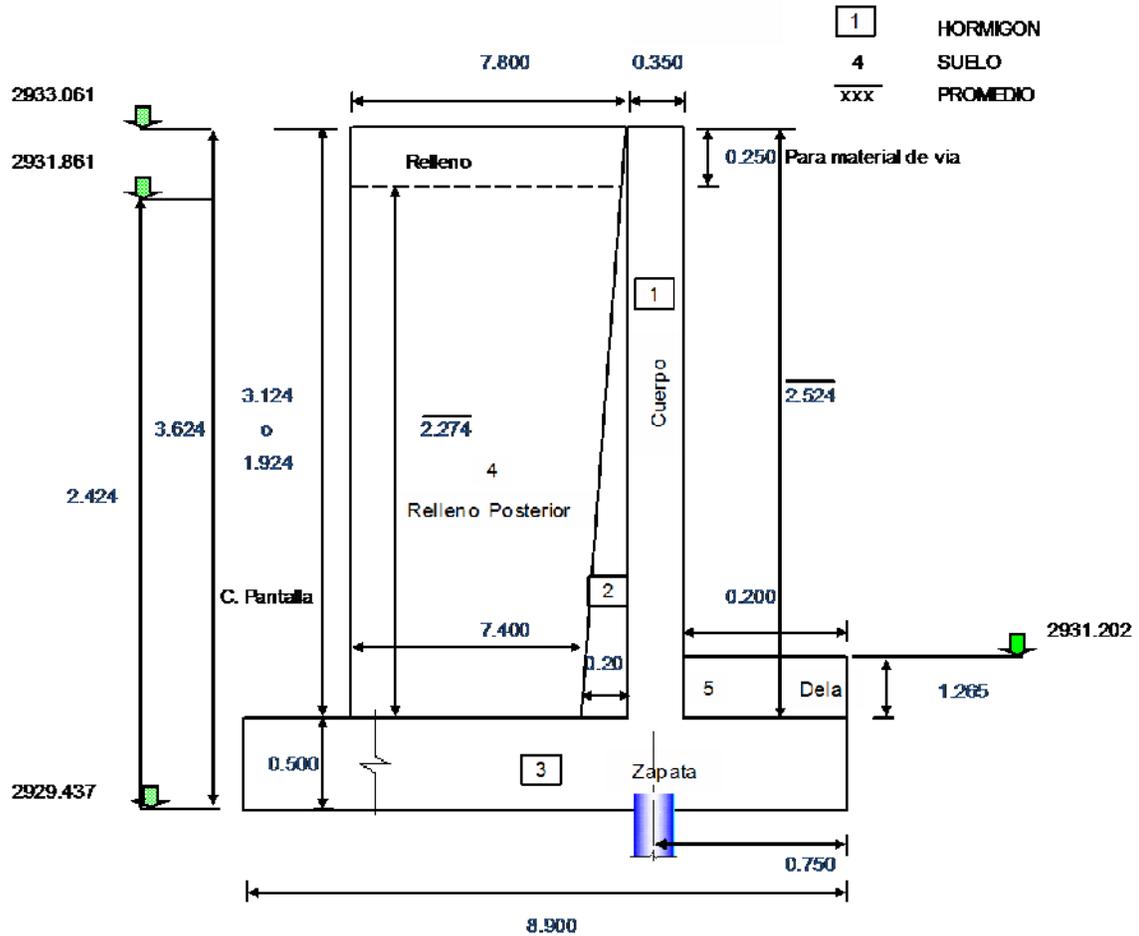
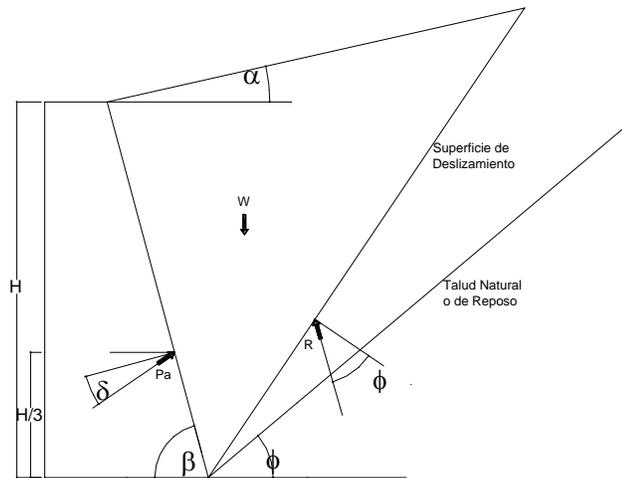


FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	31.802		-0.375		-11.926	
2	9.086		-0.133		-1.212	
3	160.200		3.700		592.740	
4	466.625		3.800		1773.174	
5	6.831		-0.650		-4.440	
6	31.802		7.775		247.264	
7	9.086		7.533		68.451	
8	6.831		8.050		54.990	
Σ	722.264	0.000			2719.041	0.000

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote = 0.750

PRESION DE TIERRAS

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata



- $\gamma \sigma$ = 1.800 t/m3 Peso específico del suelo
- α = 0.00 ° Angulo inclinación talud relleno
- ϕ = 32.00 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.00 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.00 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)
- K_p = $\tan^2 (45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo
- K_p = 3.25

K_a = Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2 (\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\phi + \delta) * \text{Sen} (\phi - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta) * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- K_a = 0.278
- h' = 0.600 m Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
- h = 2.774 m Altura promedio para presión de tierras
- q_1 = 0.300 t/m2 Presión por sobrecarga $\gamma \sigma \times K_a \times h'$
- q_2 = 1.689 t/m2 Presión máxima para Grupo I $\gamma \sigma \times K_a \times (h' + h)$
- L_m = 15.000 m Ancho de presión de tierras.- largo del muro

$$E = \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot h \cdot L_m$$

Ea1 = 41.395 t Empuje de tierras con sobrecarga
 ye = 1.064 m Ubicación de empuje desde eje xx
 MEo = 44.056 tm Momento por presión de tierra

Ep2 = 70.309 t Empuje de tierras pasiva
 ye = 0.422 m Ubicación de empuje desde eje xx
 MEo = 29.647 tm Momento por presión de tierra

SISMO

ACELERACION A: (Z) 0.40

COEFICIENTE DE SITIO S: 1.5

Eq = W x A W = Carga muerta (Peso)

A = 0.400

Kh = 0.200

Infraestructura: solo Muro Desde N. Inferior de zapata

FIG.	PESO	y	M = Py	ELEMENTO
1	31.802	1.762	56.036	Pantalla Derecha
2	9.086	1.341	12.188	Pantalla Derecha
3	160.200	0.250	40.050	Zapata
6	31.802	1.762	56.036	Pantalla Izquierda
7	9.086	1.341	12.188	Pantalla Izquierda
6				
Σ	241.978		176.497	

Eq = 0.200 x 241.98 = 48.396 t

hi = 0.729 m Altura promedio del muro

Meq-i = 35.299 tm

Suelo

METODO DE MONONOBE-OKABE

Presión de tierras sin sobrecarga:

q2 = 1.389 t/m2 Presión máxima sin sobrecarga

Ea = 28.895 t Empuje de tierras normal sin sobrecarga

Ead = 1/2 γ h² (1 - Kv) Kad a

Kad = Coeficiente sísmica de presión activa

$$Kad = \frac{\text{Sen}^2 (\Phi + \beta - \theta')}{\text{Cos } \theta' \cdot \text{Sen}^2 \beta \cdot \text{Sen} (\beta - \theta' - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\Phi + \delta) \cdot \text{Sen} (\Phi - \theta' - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta - \theta') \cdot \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

Ead Fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro

θ' = Arctg $\left(\frac{Kh}{1 - Kv} \right)$

Kh = 0.200 Coeficiente de aceleración horizontal

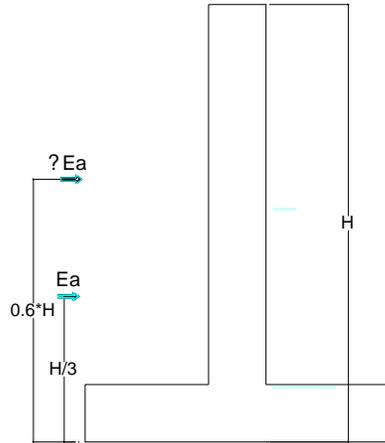
Kv = 0.000 Coeficiente de aceleración vertical (adoptado)

Kh/(1-Kv) = 0.200

θ' = Arc tg (0.200)

θ' = 11.310 °

- α = 0.000 ° Angulo de inclinación del talud de relleno
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.000 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.000 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
- Kad = 0.422
- Ead = 43.794 t Empuje de tierras
- ΔEad = 14.898 t Incremento dinámico de empuje
- $MEad$ = $Ea \cdot \frac{h}{3} + \Delta Eae \cdot (h \cdot 0.6)$ Momento por el Metodo de Mononobe - Okabe
- $MEad$ = 51.515 tm



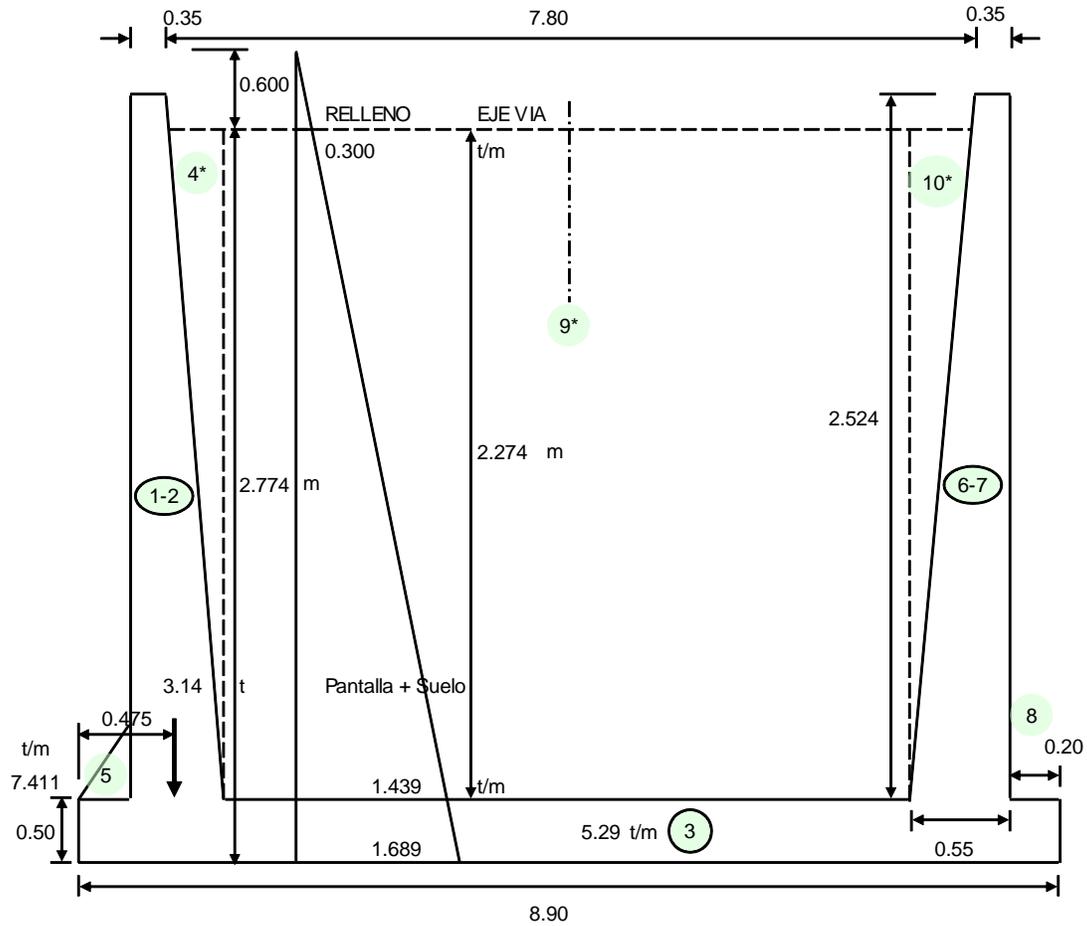
Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	48.396	35.299
METODO DE MONONOBE-OKABE	14.898	51.515
Total	63.294	86.815

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

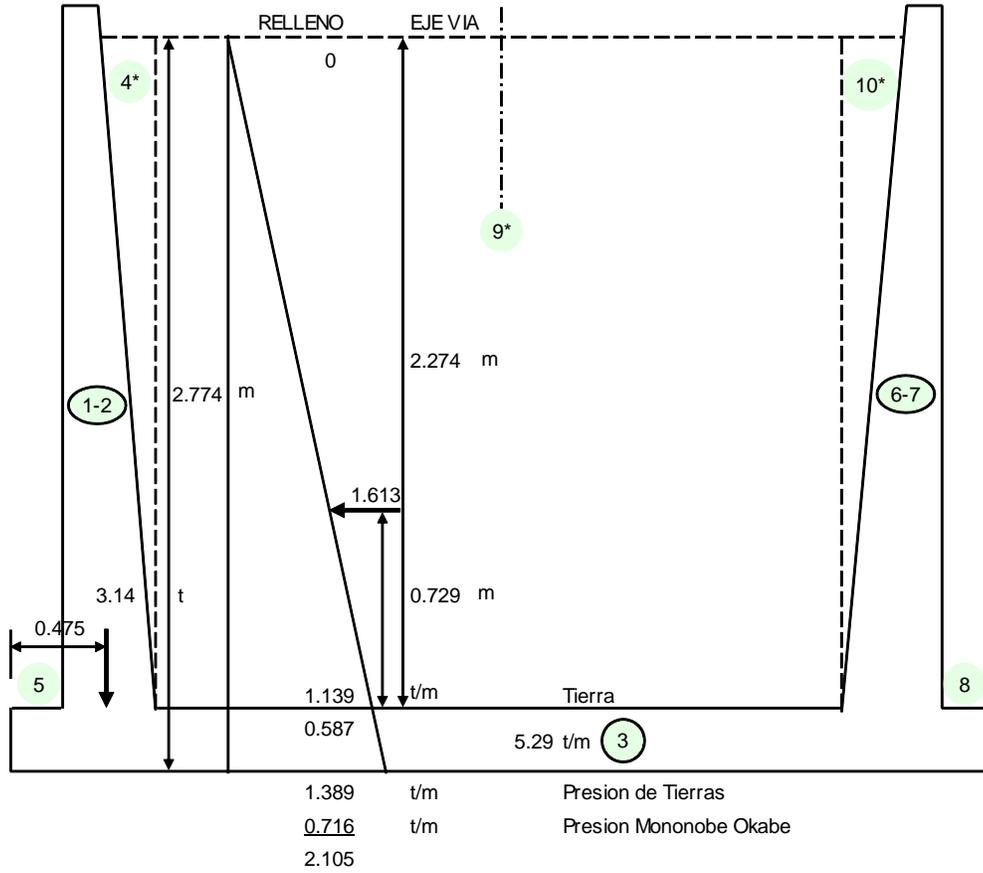
(CM + CV + E) Grupo I Estribo con carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm	
1	31.802		-0.375		-11.926		Pantalla
2	9.086		-0.133		-1.212		Pantalla
3	160.200		3.700		592.740		Zapata
4*	6.140		7.467		45.844		Rell. Pant.
5	6.831		-0.650		-4.440		Rell. Del.
6	31.802		7.775		247.264		Pantalla
7	9.086		7.533		68.451		Pantalla
8	6.831		8.050		54.990		Rell. Del.
9*	454.345		3.700		1681.077		Rell. Post.
10*	6.140		-0.067		-0.409		Rell. Post.
Σ	722.264	0.000			2672.378	0.000	



(CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	31.802		-0.375		-11.926	
2	9.086		-0.133		-1.212	
3	160.200		3.700		592.740	
4*	6.140		7.467		45.844	
5	6.831		-0.650		-4.440	
6	31.802		7.775		247.264	
7	9.086		7.533		68.451	
8	6.831		8.050		54.990	
9*	454.345		3.700		1681.077	
10*	6.140		-0.067		-0.409	
Σ	722.264	0.000			2672.378	0.000



CALCULO A FLEXION

MOMENTOS DEL GRUPO I (CM+CV+E)

Seccion Transversal

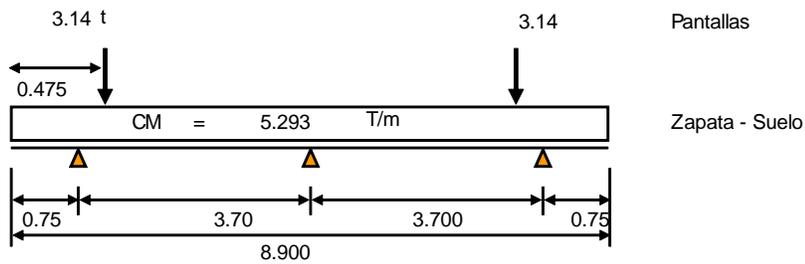
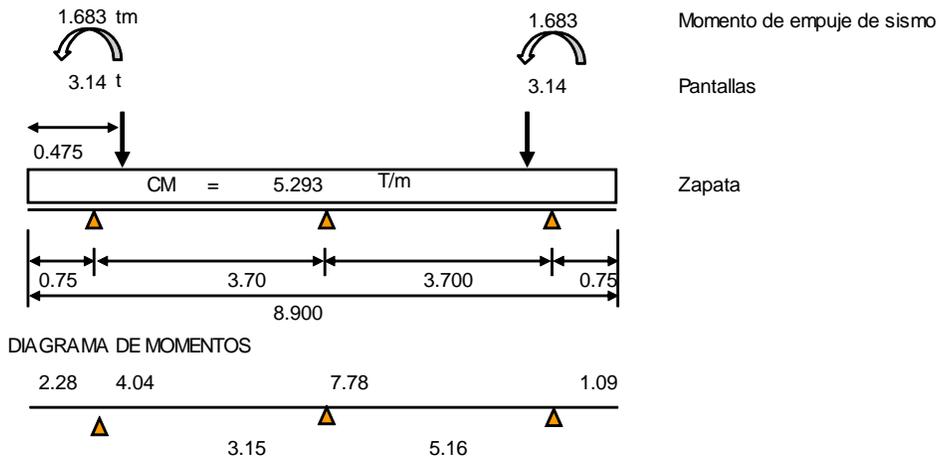


DIAGRAMA DE MOMENTOS



MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)



Datos obtenidos en el programa sap 2000 v.14

RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	15.000 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	133.500 m ²	Area
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
Ix	=	881.211 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	722.264 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
$\sum Me$	=	2 672.378 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

P	=	722.264 t	
E	=	48.396 t	Empuje tierras y sismo
$\sum Me$	=	2 672.378 tm	Momento Estabilizante sin CV
Mo	=	35.299 tm	Momento de Empuje tierras y sismo
y	=	3.651 m	
e	=	0.049 m	Excentricidad con respecto al c. g. zapata
M	=	35.299 tm	

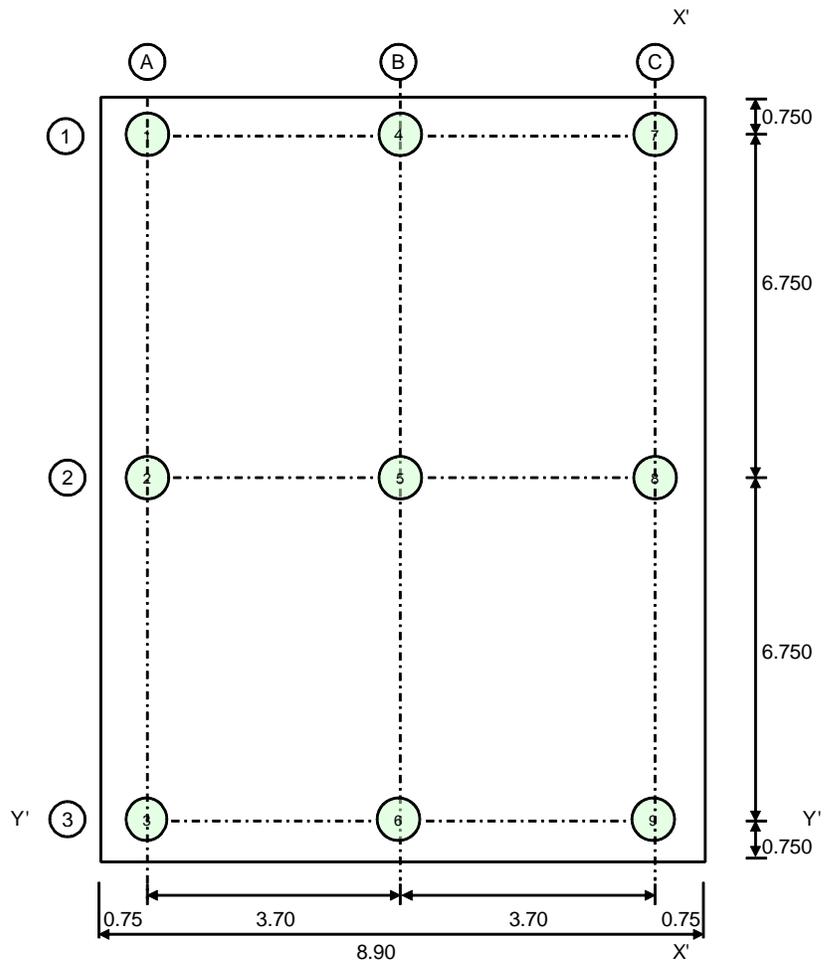
Diseñamos con el caso mas crítico para nuestro caso (VII)

ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

PILOTES

DATOS DE PILOTES		Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p	=	800.00 mm
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=	117.00 t
CARGA POR FRICCION NEGATIVA P_f	=	0.00 t
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE P_i	=	2919.00 m
COTA DE ZAPATA	=	2929.44 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=	10.44 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=	9
CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES		



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
A	3	12,3	7.400	22.200	-3.700	41.070
B	3	4,5,6	3.700	11.100	0.000	0.000
C	3	7,8,9	0.000	0.000	3.700	41.070
Σ	9			33.300		82.140

$$Y_p = \frac{33.3}{9} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 82.140 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp}^2 No x $(dp)^2$
1	3	14,7	13.500	40.500	6.750	136.688
2	3	2,5,8	6.750	20.250	0.000	0.000
3	3	3,6,9	0.000	0.000	-6.750	136.688
Σ	9			60.750		273.375

$$Y_p = \frac{60.8}{9} = 6.750 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 273.375 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

GRUPO VII

$Y_x = 3.700 \text{ m}$

$Y_x = 3.651 \text{ m}$

$e = Y_p - Y_x$

$e = Y_p - Y_x$

$e = 0.000 \text{ m}$

$e = 0.049 \text{ m}$

$P_i = 722.264 \text{ t}$

$P_i = 722.264 \text{ t}$

$M_x = 0.000 \text{ tm}$

$M_x = 35.299 \text{ tm}$

$M_x/I_{gpx} = 0.000$

$M_x/I_{gpx} = 0.430$

P_p = Carga en cada pilote

$P_p = P/N \pm M dp / I_{gp}$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$E_q = 48.396 \text{ t}$

Carga sísmica total: superestructura + estribo

$M_{eq} = 35.299 \text{ tm}$

Momento sísmico total: superestructura + estribo

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

Eq = 14.519 t
 Meqy = 10.590 tm
 My/lgpy = 0.039

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	3	12,3	-3.700	80.252	78.662
B	3	4,5,6	0.000	80.252	80.252
C	3	7,8,9	3.700	80.252	81.842

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	3	14,7	6.750	0.261
2	3	2,5,8	0.000	0.000
3	3	3,6,9	-6.750	-0.261

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	78.923		
2	78.662		
3	78.400		
4	80.513		
5	80.252		
6	79.990		
7	82.103		
8	81.842		
9	81.580		

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

ESTRIBO	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	Grupo VII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
IZQ. (A)	80.25	78.92	58.69	78.06
CEN. (B)	80.25	80.51	58.69	78.06
DER. (C)	80.25	82.10	58.69	78.06

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

CIMENTACION Diseñamos para el Grupo VII

DATOS DE CIMENTACION

Lc = 15.000 m Longitud del cimentacion
 hz = 0.500 m Altura de zapata

- ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 0.300 m Altura efectiva en flexión
- e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes
- n = 0 pil. Numero de Pilotes
- b = 8.90 Ancho de la cimentacion
- A = 133.500 m² Area total para flexión A = b x Lc
- fu = 1.400

Armadura:

- f'c = 280 kg/cm²
- Fy = 4 200 kg/cm²
- b = 890.00 cm
- hz = 50.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{F_y} * b * d$$

- ri = 20.00 cm
- d = 30.00 cm

ρ mín .- En función del momento de agrietamiento

M tm	Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ² /m
7.78	10.89	10.00	9.64	12.82	10.00
5.16	7.22	10.00	6.38	8.49	8.49

Usamos:

- 1 Ø 16 mm a 0,20 m Superior 10.05 cm²/m
- 1 Ø 16 mm a 0,20 m Inferior 10.05 cm²/m

- ρt = 0.0018 b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)
- Ast = 5.40 cm²/m 1/3 1.80 cm²/m
- Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inferior-superior 4.52 cm²/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a -a

- Vaa = 8.780
- Vuaa = 12.29 t
- vu = $\frac{V_u}{\phi * b * d}$ φ = 0.85
- vu = 4.82 kg/cm² > vu OK d = 30.000 cm

Chequeamos el corte en la sección b -b (A una distancia d)

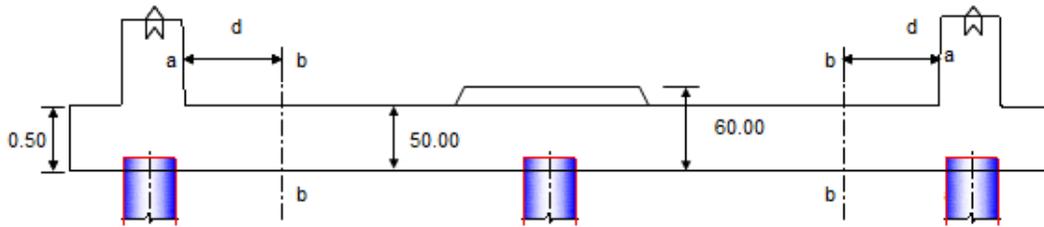
- Vbb = 7.190 t Corte en la sección aa
- Vubb = 10.07 t Corte último en sección aa
- vu = $\frac{V_u}{\phi * b * d}$
- vu = 3.95 kg/cm² Esfuerzo cortante en la sección aa
- vc = $0.53 * \sqrt{f'c}$
- vc = 8.87 kg/cm² > vu OK d = 30.000 cm

Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

- Vcc = 11.710 t Corte en en centro
- Vucc = 16.39 t Corte último en el centro

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = 6.43 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK} \quad d = 40.000 \text{ cm}$$



El peralte en el centro de la viga se aumenta 10 cm. Por que el aplastamiento es mayor al admisible

CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

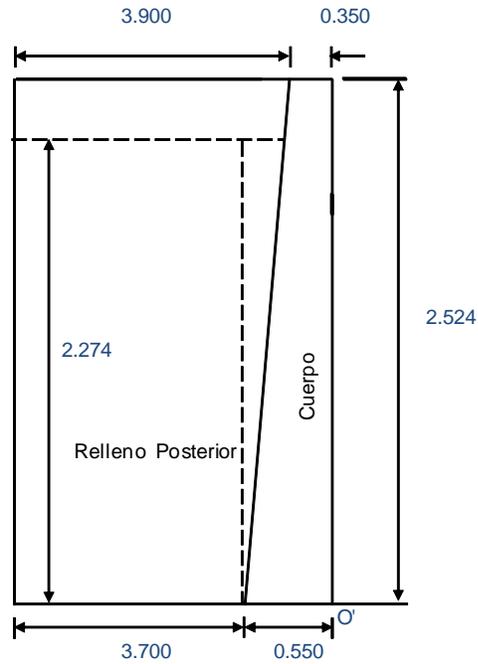
a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 15.00 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	2.120	0.175	0.371
2	0.606	0.417	0.252
3	0.409	0.483	0.198
Σ	3.135		0.821



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 2.274 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 1.439 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 1.978 t Empuje de tierras
- y_e = 0.889 m Ubicación de empuje
- $M_{vo'}$ = 1.758 tm Momento por presión de tierras

COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PANTALLA

$$d = \sqrt{\frac{M_{uv}}{\phi * R_u * b}}$$

- f_u = 1.700
- M_{uv} = 2.988
- R_u = 52.930 Kg/cm²
- d = 7.921

SISMO

Muro

FIG.	PESO	y	M _v = P _y
1	2.120	1.262	2.676
2	0.606	0.841	0.510
3			
Σ	2.726		3.185

A	=	0.400	Aceleración del sitio.
Kh	=	0.200	Aceleración horizontal
S	=	1.500	Coefficiente de sitio
W	=	2.726 t	Peso
y	=	1.169 m	Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
EQ	=	2.726 x 0.200	= 0.545 t
Meq-i	=	0.637 tm	

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

γ_s	=	1.800 t/m ³	Peso específico del suelo
h	=	2.274 m	
a	=	1.000 m	
Ka	=	0.278	Coefficiente de empuje activo
Kad	=	0.422	Coefficiente sísmica de presión activa
Kh	=	0.200	Coefficiente de aceleración horizontal
Kv	=	0.000	Coefficiente de aceleración vertical (adoptado)

Presión de tierras sin sobrecarga:

q2	=	1.139 t/m ²	Presión máxima sin sobrecarga
Ea	=	1.295 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
Ead	=	1/2 $\gamma_s H^2 (1 - Kv) Kae a$	
Ead	=	1.962 t	
ΔEad	=	0.667 t	
Mead	=	1.892 tm	

Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	0.545	0.637
Método de Mononobe - Okabe	1.962	1.892
Total	2.507	2.529

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

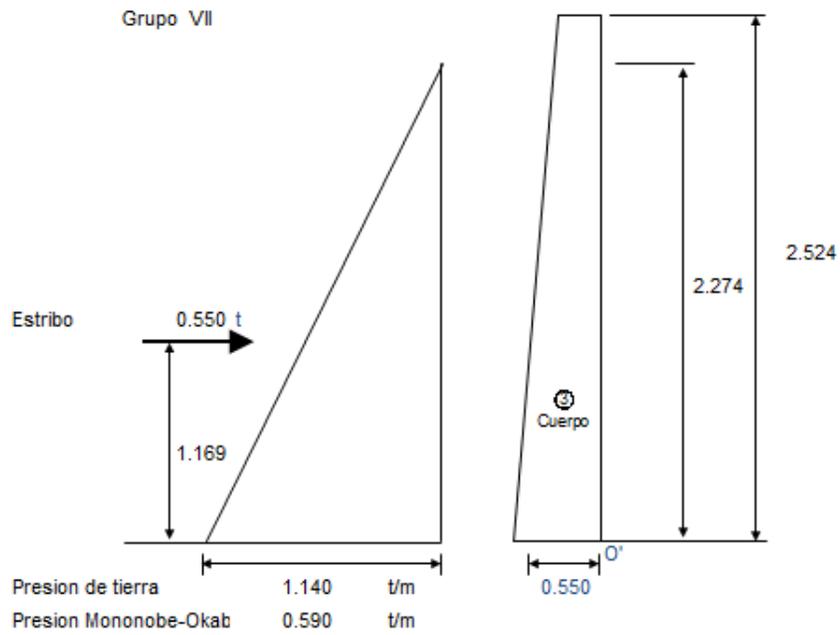
fu	=	1.70 Grupo I
fu	=	1.40 Grupo VII

Armadura:

f'c	=	280 kg/cm ²
Fy	=	4 200 kg/cm ²
b	=	100.00 cm
h	=	55.00 cm
r	=	7.00 cm
d	=	48.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'_c * \frac{f'_c}{F_y} * b * d}}}{1.18} * \frac{f'_c}{F_y} * b * d$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm ²	Ascal cm ²
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
0.452	0.310	0.07	0.01	0.01	31.58	10.53	0.01
0.904	0.619	0.28	0.08	0.12	35.16	11.72	0.07
1.355	0.929	1.18	0.28	0.40	38.74	12.91	0.22
1.745	1.196	1.59	0.82	1.15	41.83	13.94	0.63
2.134	1.463	2.11	1.54	2.16	44.91	14.97	1.19
2.524	1.730	2.73	2.48	3.47	48.00	16.00	1.92

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot d^2 \cdot b \cdot f_c}}}{1.18} \cdot \frac{f_c}{F_y} \cdot b \cdot d$$

1.33Aascal cm ²	Asdefin. cm ² /m	ACERO		
0.000	0.00	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.011	0.01	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.087	0.09	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.292	0.29	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.844	0.84	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
1.583	1.58	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
2.554	2.55	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t

$\rho_{tem} = 0.002$ a).- Para barras corrugadas no mayores que N° 16 con F_y no menor que 420 Mpa, o (ACI 14.3.3)

Ast	=	9.00 cm ² /m	2/3	6.00 cm ² /m	Ext.
		9.00 cm ² /m	1/3	3.00 cm ² /m	Int.
		1 Ø 14 mm a 0,25 m	Exterior	6.16 cm ² /m	Ext.
		1 Ø 10 mm a 0,25 m	Interior	3.14 cm ² /m	Int.

Corte:

V	=	2.733 t	Grupo VII	
V _u	=	3.827 t		
v _u	=	0.82 kg/cm ²		
v _c	=	$0.53 \sqrt{f'c}$		
v _c	=	8.87 kg/cm ²	> v _u	OK

DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

H _t	=	48.396 t	Fuerza horizontal total
F _f	=	36.113 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
F _p	=	12.282 t	Fuerza lateral en pilotes
N _p	=	9	Número de pilotes.
H _{py}	=	1.365 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
H _{px}	=	1.613 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
H _p	=	2.113 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
h _e	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
M _p	=	5.282 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

P _f	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
P _p	=	82.103 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.064 m	
φ _p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
A _g	=	5 026.55 cm ²	
A _{smin}	=	50.27 cm ²	1% de A _g .
Usamos:		16 φ 16 mm	Armadura longitudinal principal
A _s	=	32.2 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

- $f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4\ 200.00 \text{ kg/cm}^2$
- $c \text{ bal} = 43.291 \text{ cm}$
- $e \text{ bal} = 0.227 \text{ m}$
- $\phi = 0.75$
- $Pu \text{ bal} = 543.716 \text{ t}$
- $Pu \text{ o} = 843.907 \text{ t}$

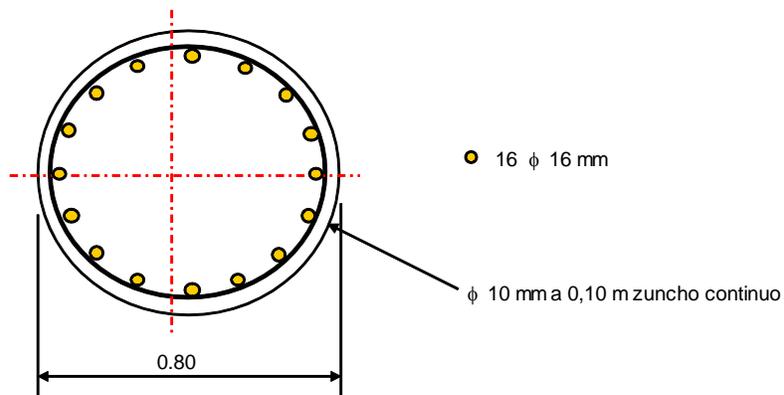
Resultados:

- $c = 73.500 \text{ cm}$
- $Pu = 873.391 \text{ t}$
- $Mu = 56.304 \text{ tm}$
- $e = 0.064 \text{ m}$

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

$Fs = 10.638$

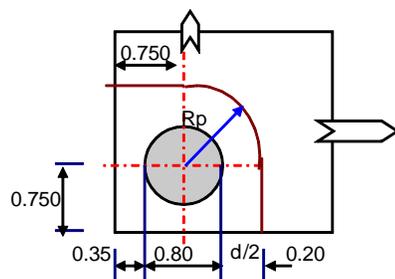
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo $\phi 10 \text{ mm}$ a $0,10 \text{ m}$



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

- $d = 0.400 \text{ m}$ Peralte efectivo.
- $Pp = 82.103 \text{ t}$ Carga del pilote.
- $fu = 1.700$ Factor mayoración
- $Ppu = 139.575 \text{ t}$ Calga última del pilote



Rp	=	0.600 m	Radio de punzonamiento
lp	=	2.442 m	Longitud para punzonamiento.
Ap	=	9 769.91 cm ²	Area resistente al punzonamiento
vu	=	14.29 kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
vc	=	$\sqrt{f'c}$	
vc	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

ANEXO 4.10.1

DISEÑO DE MUROS (Muro “7” Oriental L=25.17 m.)

PROYECTO: DISEÑO DEL PASO A DESNIVEL EN LA INTERSECCION ENTRE LA AVENIDA ESCALON 1 Y LA AVENIDA MALDONADO, EN EL SUR DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA

Cálculo: Juan Carlos Quilumba
Jhonny Quintana

SUPERESTRUCTURA: Long: 40.00 jun-12

SEGUNDA ALTERNATIVA: Diseño estructural en acero

CARRETERA: Escalon 1 PROVINCIA: PICHINCHA
CANTON: QUITO

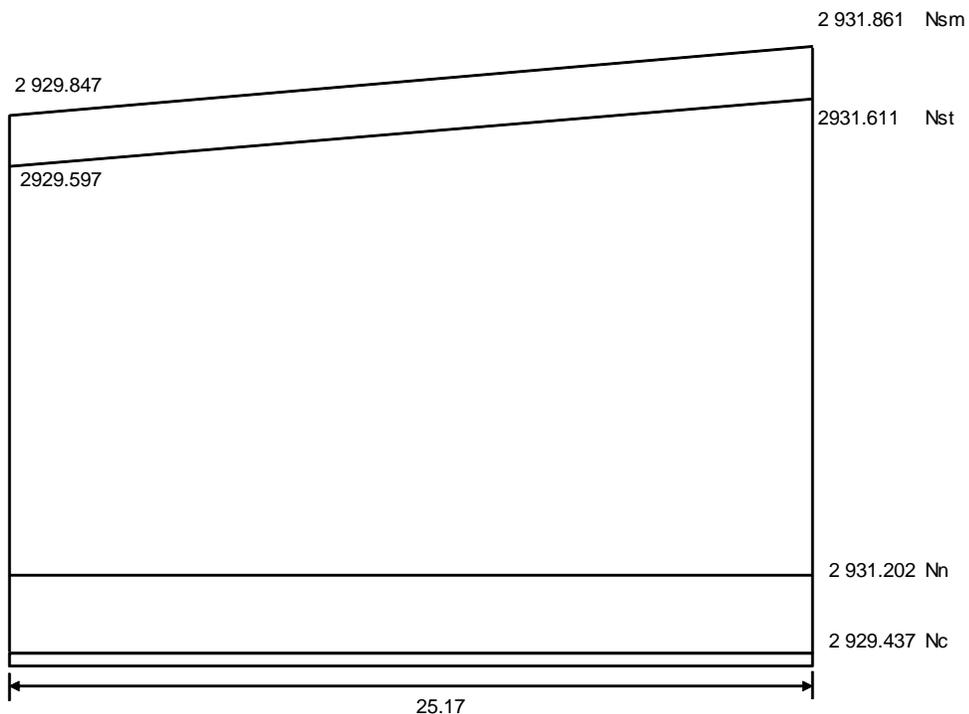
MUROS

DATOS:

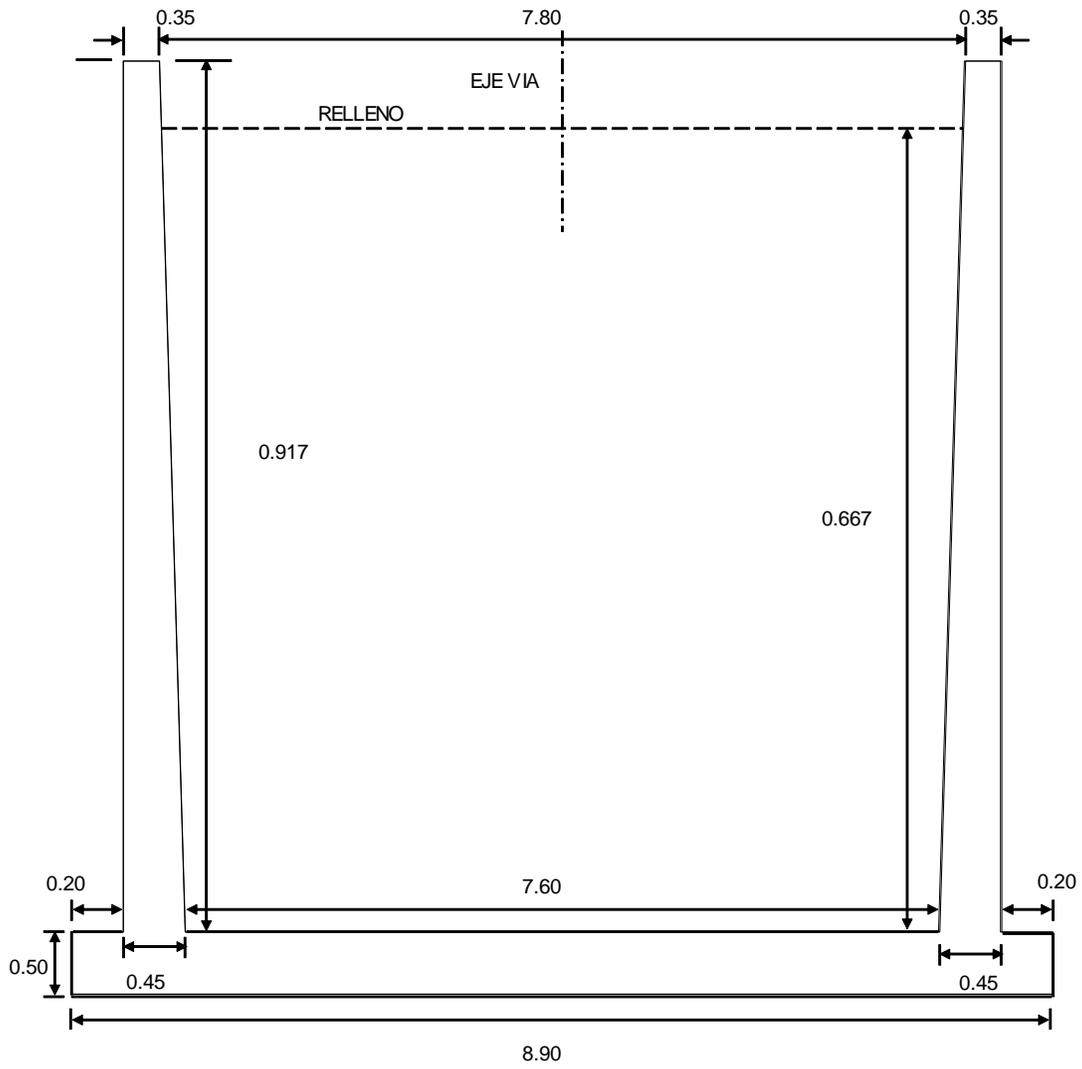
Lm =	25.17 m	Largo del muro
Nsm1 =	2 931.86 m	Nivel superior muro 1
Nsm2 =	2 929.85 m.	Nivel superior muro 2
Nst1 =	2 931.61 m.	Nivel superior tierra 1
Nst2 =	2 929.60 m.	Nivel superior tierra 2
Nc =	2 929.44 m	Cota cimentación de Zapata
Pls =	8.00%	Pendiente longitudinal superior
Pli =	1.00%	Pendiente longitudinal inferior
Nh =	2 931.20	Nivel natural del terreno
f'c =	280.00 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
Fy =	4 200.00 kg/cm ²	Limite de fluencia del acero de refuerzo

4.7.3.1. GEOMETRIA

ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



MURO + RELLENO

FIG.	ELEMENTO	DIMENSIONES				
		a (altura)	b (ancho)	c (prof.)	Peso Esp.	No
1	Pantalla Derecha	0.917	0.350	25.172	2.400	1
2	Pantalla Derecha	0.917	0.100	25.172	2.400	0.50
3	Zapata	0.500	8.900	25.172	2.400	1
4	Relleno Posterior	0.667	7.700	25.172	1.800	1
5	Relleno Delantero	1.265	0.200	25.172	1.800	1
6	Pantalla Izquierda	0.917	0.350	25.172	2.400	1
7	Pantalla Izquierda	0.917	0.100	25.172	2.400	0.50
8	Relleno Delantero	1.265	0.200	25.172	1.800	1

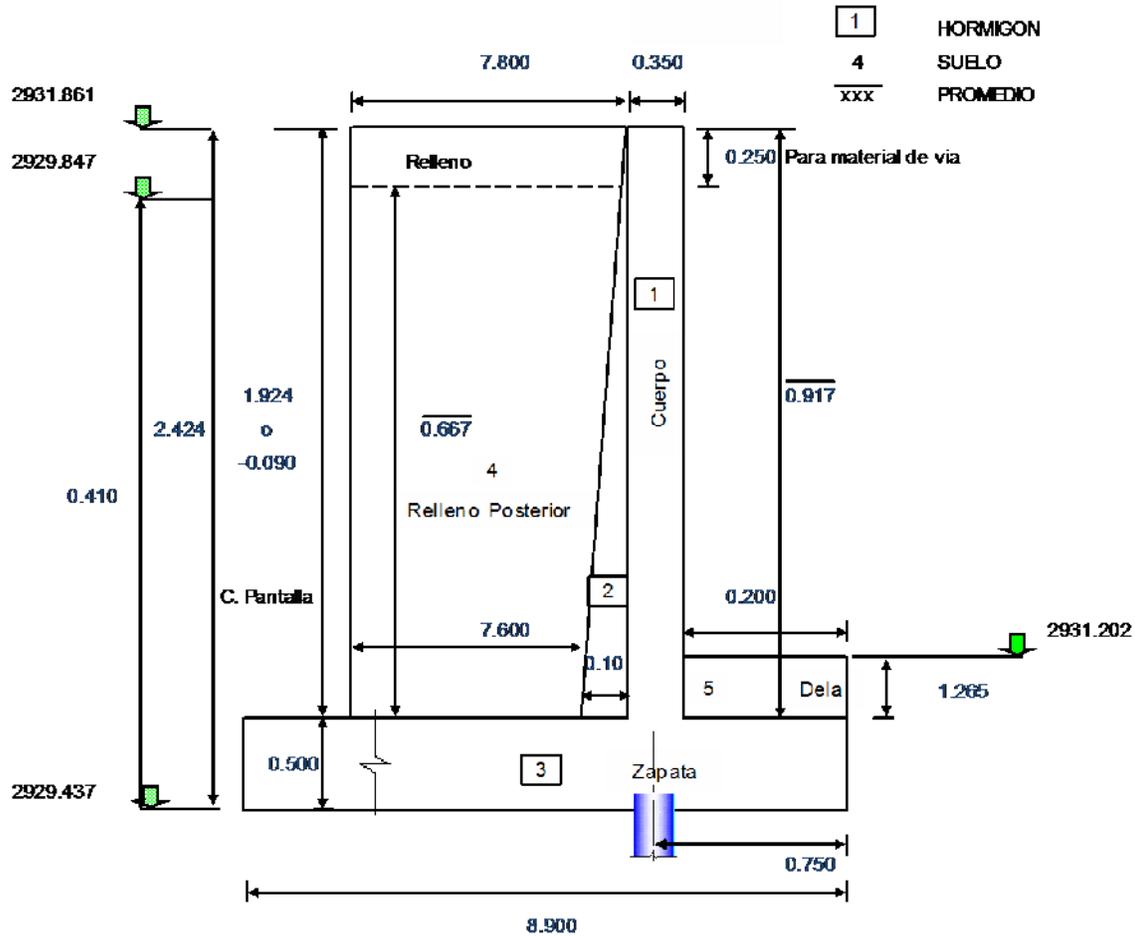
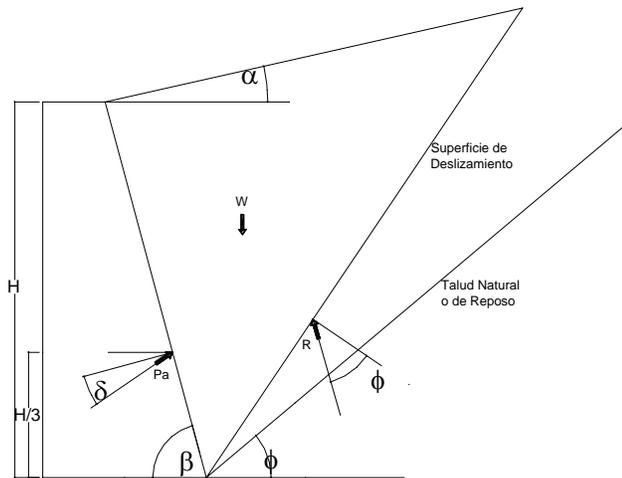


FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	19.392		-0.375		-7.272	
2	2.770		-0.167		-0.462	
3	268.837		3.700		994.697	
4	232.747		3.750		872.803	
5	11.463		-0.650		-7.451	
6	19.392		7.775		150.773	
7	2.770		7.567		20.962	
8	11.463		8.050		92.280	
Σ	568.836	0.000			2116.329	0.000

Distancia de la parte externa frontal de la zapata hacia el eje del pilote = 0.750

PRESION DE TIERRAS

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel inferior de la zapata



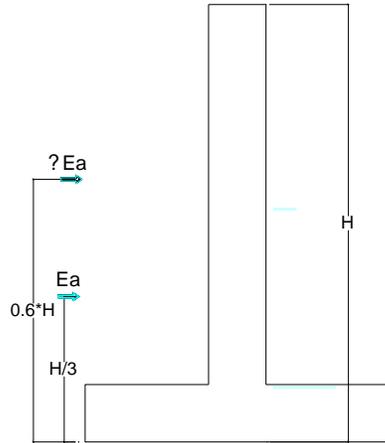
- $\gamma \sigma$ = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- α = 0.00 ° Angulo inclinación talud relleno
- ϕ = 32.00 ° Angulo de fricción interna del suelo
- β = 90.00 ° Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
- δ = 16.00 ° Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro (Asumir = $\phi / 2$)
- K_p = $\tan^2 (45 + \phi/2)$ Coeficiente de empuje pasivo
- K_p = 3.25

K_a = Coeficiente de empuje activo

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2 (\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta * \text{Sen} (\beta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen} (\phi + \delta) * \text{Sen} (\phi - \alpha)}{\text{Sen} (\beta - \delta) * \text{Sen} (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- K_a = 0.278
- h' = 0.600 m Cuando exista influencia del tráfico en el relleno de acceso, se añadirá una presión de sobrecarga, equivalente a 0,60 m de relleno. Art. 5.5.2
- h = 1.167 m Altura promedio para presión de tierras
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga $\gamma \sigma \times K_a \times h'$
- q_2 = 0.885 t/m² Presión máxima para Grupo I $\gamma \sigma \times K_a \times (h' + h)$
- L_m = 25.172 m Ancho de presión de tierras.- largo del muro

α	=	0.000 °	Angulo de inclinación del talud de relleno
ϕ	=	32.000 °	Angulo de fricción interna del suelo
β	=	90.000 °	Angulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
δ	=	16.000 °	Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
Kad	=	0.422	
Ead	=	13.009 t	Empuje de tierras
ΔEad	=	4.426 t	Incremento dinámico de empuje
MEad	=	$Ea \cdot \frac{h}{3} + \Delta Eae \cdot (h \cdot 0.6)$	Momento por el Metodo de Mononobe - Okabe
MEad	=	6.439 tm	



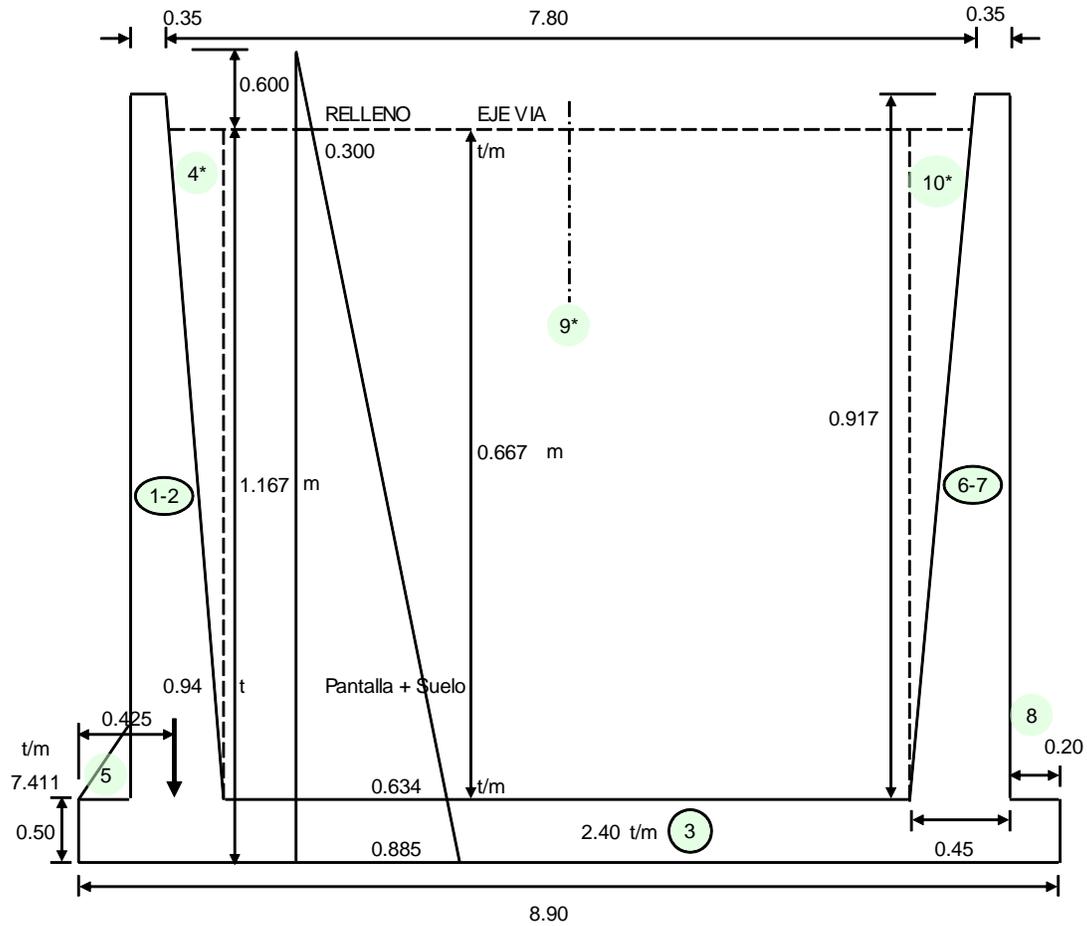
Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Infraestructura: solo Muro	62.632	21.770
METODO DE MONONOBE-OKABE	4.426	6.439
Total	67.058	28.209

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

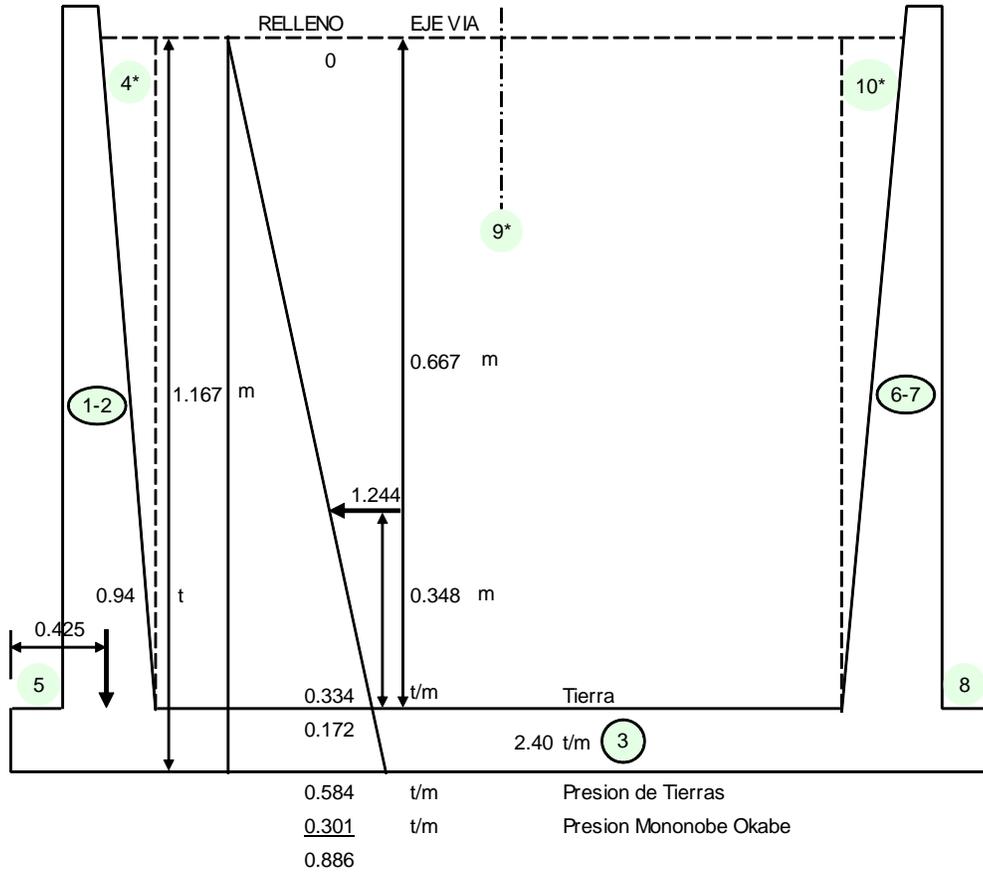
(CM + CV + E) Grupo I Estribo con carga viva

FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm	
1	19.392		-0.375		-7.272		Pantalla
2	2.770		-0.167		-0.462		Pantalla
3	268.837		3.700		994.697		Zapata
4*	1.511		7.533		11.385		Rell. Pant.
5	11.463		-0.650		-7.451		Rell. Del.
6	19.392		7.775		150.773		Pantalla
7	2.770		7.567		20.962		Pantalla
8	11.463		8.050		92.280		Rell. Del.
9*	229.725		3.700		849.982		Rell. Post.
10*	1.511		-0.133		-0.202		Rell. Post.
Σ	568.836	0.000			2104.692	0.000	



(CM + E + EQ) Grupo VII Sismo, sin sobrecarga, sin carga viva

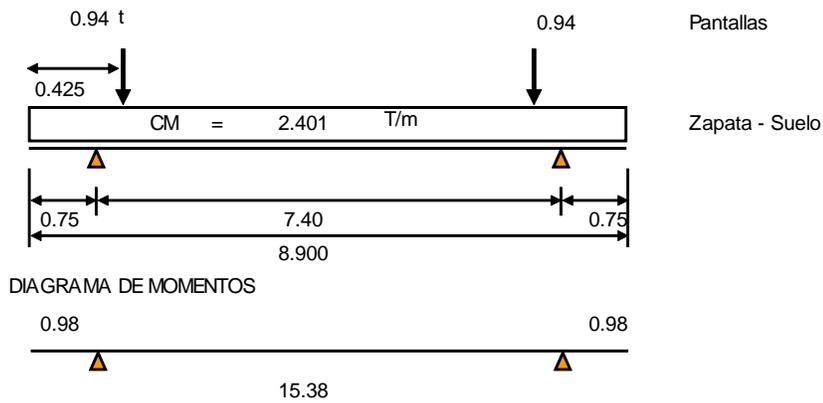
FIG.	F verticales Peso t	F horizontales t	X m	Y m	Me tm	Mv tm
1	19.392		-0.375		-7.272	
2	2.770		-0.167		-0.462	
3	268.837		3.700		994.697	
4*	1.511		7.533		11.385	
5	11.463		-0.650		-7.451	
6	19.392		7.775		150.773	
7	2.770		7.567		20.962	
8	11.463		8.050		92.280	
9*	229.725		3.700		849.982	
10*	1.511		-0.133		-0.202	
Σ	568.836	0.000			2104.692	0.000



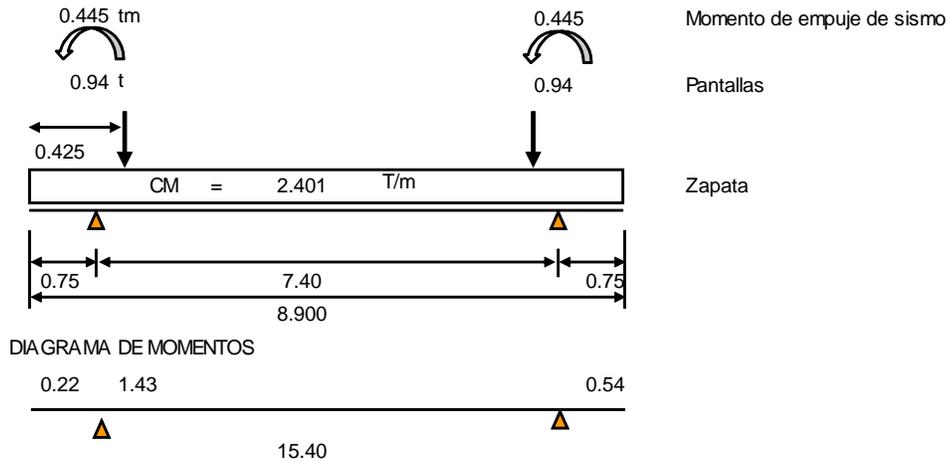
CALCULO A FLEXION

MOMENTOS DEL GRUPO I (CM+CV+E)

Seccion Transversal



MOMENTOS DEL GRUPO VII (CM+E+EQ)



Datos obtenidos en el programa sap 2000 v.14

RESUMEN DE CARGAS TOTALES

ZAPATA: Propiedades Geométricas

L	=	25.172 m	Largo de zapata
b	=	8.900 m	Ancho de zapata
A	=	224.031 m ²	Area
Yz	=	4.450 m	C. g. zapata
Ix	=	1 478.790 m ⁴	Inercia eje x

GRUPO I (CM + CV + Empuje)

P	=	568.836 t	
E	=	0.000 t	Empuje de tierras
$\sum Me$	=	2 104.692 tm	
MEo	=	0.000 tm	Momento por Empuje de tierras
y	=	3.700 m	
e	=	0.000 m	Con respecto al c. g. zapata
M	=	0.000 tm	

GRUPO VII (CM + Empuje + EQ (sismo))

P	=	568.836 t	
E	=	62.632 t	Empuje tierras y sismo
$\sum Me$	=	2 104.692 tm	Momento Estabilizante sin CV
Mo	=	21.770 tm	Momento de Empuje tierras y sismo
y	=	3.662 m	
e	=	0.038 m	Excentricidad con respecto al c. g. zapata
M	=	21.770 tm	

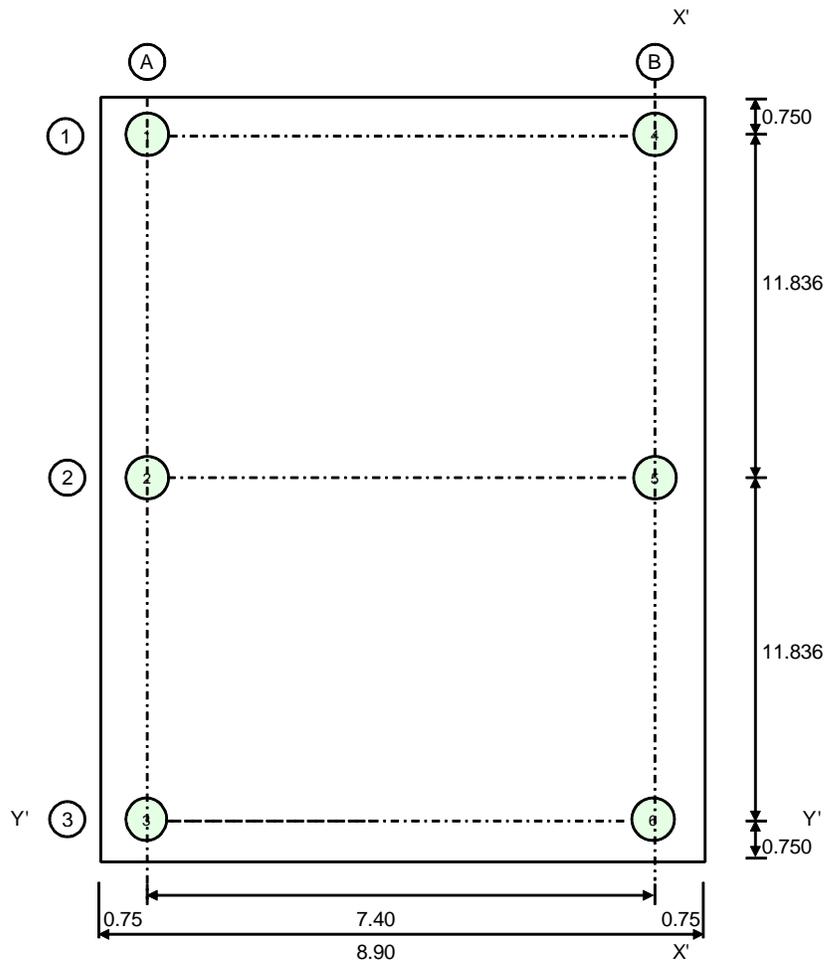
Diseñamos con el caso mas critico para nuestro caso (VII)

ESFUERZOS ADMISIBLES

El estudio de suelos recomienda el uso de pilotes:

PILOTES

DATOS DE PILOTES		Margen Derecha
DIAMETRO \varnothing_p	=	800.00 mm
CAPACIDAD DE CARGA C_p	=	117.00 t
CARGA POR FRICCION NEGATIVA P_f	=	0.00 t
COTA RECOMENDADA DE DESPLANTE P_i	=	2919.00 m
COTA DE ZAPATA	=	2929.44 m
LONGITUD APROXIMADA PILOTES	=	10.44 m
NUMERO TOTAL DE PILOTES	=	6
CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES		



Con respecto al eje $x' - x'$

Y_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpx} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje xx

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE xx dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp} No x $(dp)^2$
A	3	12,3	7.400	22.200	-3.700	41.070
B	3	4,5,6	0.000	0.000	3.700	41.070
Σ	6			22.200		82.140

$$Y_p = \frac{22.2}{6} = 3.700 \text{ m}$$

$$I_{gpx} = 82.140 \text{ pil.m}^2$$

Con respecto al eje $y' - y'$

X_p = Centro de gravedad del grupo de pilotes

I_{gpy} = Inercia del grupo de pilotes respecto al eje yy

FILA	No	PILOTES	DISTANCIA EJE yy dx	No x dx	DISTANCIA AL CG. DE PILOTES dp	I_{gp}^2 No x $(dp)^2$
1	2	1,4	23.672	47.344	11.836	280.182
2	2	2,5	11.836	23.672	0.000	0.000
3	2	3,6	0.000	0.000	-11.836	280.182
Σ	6			71.016		560.364

$$Y_p = \frac{71.0}{6} = 11.836 \text{ m}$$

$$I_{gpy} = 560.364 \text{ pil.m}^2$$

4.3 CARGAS EN LOS PILOTES

4.3.1 COMBINACION DE CARGAS

GRUPO I

GRUPO VII

$$Y_x = 3.700 \text{ m}$$

$$Y_x = 3.662 \text{ m}$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = Y_p - Y_x$$

$$e = 0.000 \text{ m}$$

$$e = 0.038 \text{ m}$$

$$P_i = 568.836 \text{ t}$$

$$P_i = 568.836 \text{ t}$$

$$M_x = 0.000 \text{ tm}$$

$$M_x = 21.770 \text{ tm}$$

$$M_x / I_{gpx} = 0.000$$

$$M_x / I_{gpx} = 0.265$$

P_p = Carga en cada pilote

$$P_p = P / N \pm M dp / I_{gp}$$

Dirección x

En esta dirección solo analizaremos la acción sísmica, pues no hay la acción de presión de tierras.

$$E_q = 62.632 \text{ t}$$

Carga sísmica total: superestructura + estribo

$$M_{eq} = 21.770 \text{ tm}$$

Momento sísmico total: superestructura + estribo

En esta dirección aplicaremos el 30% de la acción sísmica, para combinarle con el 100% en la dirección y.

Eq = 18.790 t
 Meqy = 6.531 tm
 My/lgpy = 0.012

CARGAS EN PILOTES EN LA DIRECCION y

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO I t	GRUPO VII t
A	3	12,3	-3.700	94.806	93.825
B	3	4,5,6	3.700	94.806	95.787

CARGAS POR FLEXION EN PILOTES EN LA DIRECCION x

FILA	No PILOTES	PILOTES	dp	GRUPO VII t
1	2	1,4	11.836	0.138
2	2	2,5	0.000	0.000
3	2	3,6	-11.836	-0.138

CARGAS TOTALES EN LOS PILOTES EN EL GRUPO VII. - ACCION SISMICA EN LAS DOS DIRECCIONES

PILOTES	GRUPO VII	PILOTES	GRUPO VII
1	93.963		
2	93.825		
3	93.687		
4	95.925		
5	95.787		
6	95.649		

CARGAS TOTALES MAXIMAS Y ADMISIBLES EN PILOTES

	CARGAS EXTERIORES		CARGAS ADMISIBLES	
	Grupo I	Grupo VII	Cp grupo I	Cp Grupo VII
ESTRIBO	94.81	93.96	58.69	78.06
IZQ. (A)	94.81	93.96	58.69	78.06
CEN. (B)	94.81	95.92	58.69	78.06

En las cargas sobre el pilote se ha incluido la Fricción negativa.

Para el Grupo VII, la capacidad del pilote se ha incrementado en 33%, de acuerdo al AASHTO

CIMENTACION Diseñamos para el Grupo VII
 DATOS DE CIMENTACION
 Lc = 25.172 m Longitud del cimentacion
 hz = 0.500 m Altura de zapata

- ri = 0.200 m Recubrimiento armadura flexión
- d = 0.300 m Altura efectiva en flexión
- e = 0.750 m Distancia de borde a eje de pilotes
- n = 0 pil. Numero de Pilotes
- b = 8.90 Ancho de la cimentacion
- A = 224.031 m² Area total para flexión A = b x Lc
- fu = 1.400

Armadura:

- f'c = 280 kg/cm²
- Fy = 4 200 kg/cm²
- b = 890.00 cm
- hz = 50.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'c}}}{1.18} * \frac{f'c}{F_y} * b * d$$

- ri = 20.00 cm
- d = 30.00 cm

ρ mín .- En función del momento de agrietamiento

M tm	Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	1.33Ascal cm ²	Asdefin. cm ² /m
1.43	2.00	10.00	1.77	2.35	2.35
15.40	21.56	10.00	19.13	25.45	19.13

Usamos:

- 1 Ø 16 mm a 0,20 m Superior 10.05 cm²/m
- 1 Ø 22 mm a 0,17 m Inferior 22.81 cm²/m

- ρt = 0.0018 b).- En losas donde se emplean barras corrugadas Grado 420 (ACI 7.12)
- Ast = 5.40 cm²/m 1/3 1.80 cm²/m
- Sentido Longitudinal: 1 Ø 12 mm a 0,25 m Inferior-superior 4.52 cm²/m

Corte: Chequeamos el corte en la sección a -a

- Vaa = 9.000
- Vuaa = 12.60 t
- vu = $\frac{V_u}{\phi * b * d}$ φ = 0.85
- vu = 4.94 kg/cm² > vu OK d = 30.000 cm

Chequeamos el corte en la sección b -b (A una distancia d)

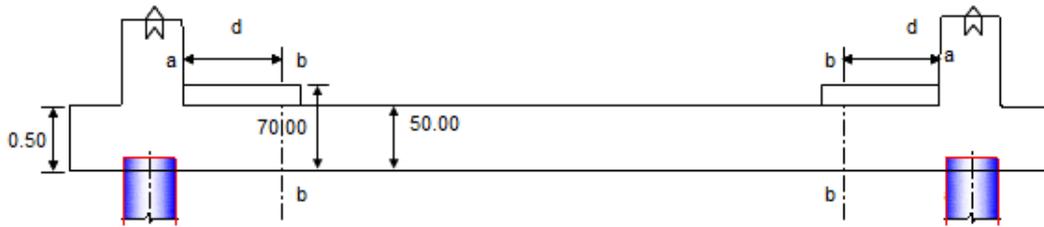
- Vbb = 8.280 t Corte en la sección aa
- Vubb = 11.59 t Corte último en sección aa
- vu = $\frac{V_u}{\phi * b * d}$
- vu = 4.55 kg/cm² Esfuerzo cortante en la sección aa
- vc = $0.53 \sqrt{f'c}$
- vc = 8.87 kg/cm² > vu OK d = 30.000 cm

Chequeamos el corte en la parte media de la zapata

- Vcc = 0.120 t Corte en en centro
- Vucc = 0.17 t Corte último en el centro

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = 0.07 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ OK} \quad d = 30.000 \text{ cm}$$



CUERPO Diseñamos para un (1,00) metro de ancho.

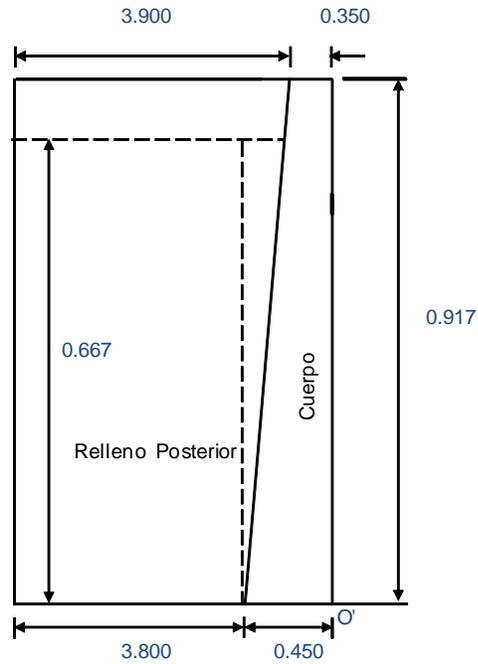
a = 1.00 m Ancho de diseño

af = 25.17 m Ancho frontal

Las cargas de superestructura distribuimos en este ancho.

PESO PROPIO Y SUPERESTRUCTURA

FIG.	PESO t	Xo m	Me' tm
1	0.770	0.175	0.135
2	0.110	0.383	0.042
3	0.060	0.417	0.025
Σ	0.940		0.202



PRESION DE TIERRA

Presión de tierras desde el nivel superior de la zapata

- γ_s = 1.800 t/m³ Peso específico del suelo
- ϕ = 32.000 ° Angulo de fricción interna
- K_a = 0.278 Coeficiente de presión activa
- h' = 0.600 m Altura de sobrecarga
- h = 0.667 m Altura promedio cuerpo del estribo
- q_1 = 0.300 t/m² Presión por sobrecarga
- q_2 = 0.634 t/m² Presión máxima para Grupo I
- a = 1.000 m Ancho de presión de tierras
- E = 0.312 t Empuje de tierras
- y_e = 0.294 m Ubicación de empuje
- $M_{vo'}$ = 0.092 tm Momento por presión de tierras

COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PANTALLA

$$d = \sqrt{\frac{M_{uv}}{\phi * R_u * b}}$$

- f_u = 1.700
- M_{uv} = 0.156
- R_u = 52.930 Kg/cm²
- d = 1.808

SISMO

Muro

FIG.	PESO	y	Mv = Py
1	0.770	0.459	0.353
2	0.110	0.306	0.034
3			
Σ	0.880		0.387

A	=	0.400	Aceleración del sitio.
Kh	=	0.200	Aceleración horizontal
S	=	1.500	Coefficiente de sitio
W	=	0.880 t	Peso
y	=	0.439 m	Centro de gravedad del peso total cuerpo (sin zapata)
EQ	=	0.880 x 0.200	= 0.176 t
Meq-i	=	0.077 tm	

Sismo

Método de Mononobe - Okabe

γ_s	=	1.800 t/m ³	Peso específico del suelo
h	=	0.667 m	
a	=	1.000 m	
Ka	=	0.278	Coefficiente de empuje activo
Kad	=	0.422	Coefficiente sísmica de presión activa
Kh	=	0.200	Coefficiente de aceleración horizontal
Kv	=	0.000	Coefficiente de aceleración vertical (adoptado)

Presión de tierras sin sobrecarga:

q ₂	=	0.334 t/m ²	Presión máxima sin sobrecarga
Ea	=	0.111 t	Empuje de tierras normal sin sobrecarga
Ead	=	$1/2 \gamma_s H^2 (1 - K_v) K_{ae} a$	
Ead	=	0.169 t	
ΔE_{ad}	=	0.057 t	
Me _{ad}	=	0.048 tm	

Total: sismo

Elemento	Empuje t	Mv tm
Muro	0.176	0.077
Método de Mononobe - Okabe	0.169	0.048
Total	0.345	0.125

DISEÑO DEL CUERPO.- Este diseño se lo hará a flexión

Flexión:

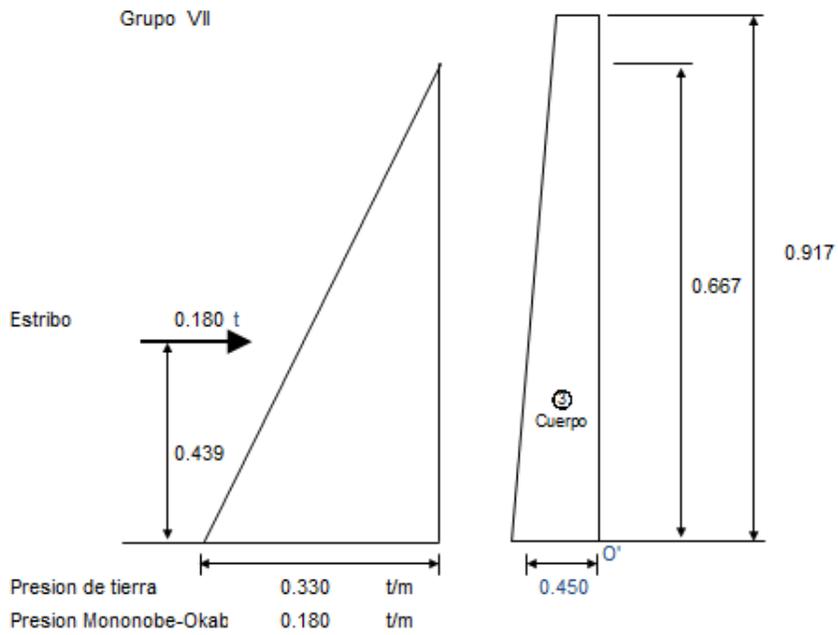
f _u	=	1.70 Grupo I
f _u	=	1.40 Grupo VII

Armadura:

f' _c	=	280 kg/cm ²
F _y	=	4 200 kg/cm ²
b	=	100.00 cm
h	=	45.00 cm
r	=	7.00 cm
d	=	38.00 cm

$$A_s = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * d^2 * b * f'_c * \frac{f'_c}{F_y} * b * d}}}{1.18} * \frac{f'_c}{F_y} * b * d$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS



Y m	qx tm	V t	M tm	Mu tm	d cm	Asmin cm ²	Ascal cm ²
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	28.00	9.33	0.00
0.159	0.089	0.01	0.00	0.00	29.74	9.91	0.00
0.318	0.177	0.03	0.00	0.00	31.47	10.49	0.00
0.478	0.266	0.24	0.01	0.01	33.21	11.07	0.01
0.624	0.347	0.29	0.05	0.07	34.81	11.60	0.05
0.771	0.429	0.35	0.10	0.13	36.40	12.13	0.09
0.917	0.510	0.41	0.15	0.21	38.00	12.67	0.15

$$As = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot d^2 \cdot b \cdot f_c}}}{1.18} \cdot \frac{f_c}{F_y} \cdot b \cdot d$$

1.33Aascal cm ²	Asdefin. cm ² /m	ACERO		
0.000	0.00	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.000	0.00	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.004	0.00	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.013	0.01	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.063	0.06	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.123	0.12	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m
0.195	0.20	1 Ø 12 mm a 0,25 m	Contacto suelo	4.52 cm ² /m

La cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t

$$\rho_{tem} = 0.002 \text{ a).- Para barras corrugadas no mayores que } N^{\circ} 16 \text{ con } F_y \text{ no menor que } 420 \text{ Mpa, o (ACI 14.3.3)}$$

Ast	=	8.00 cm ² /m	2/3	5.33 cm ² /m	Ext.
		8.00 cm ² /m	1/3	2.67 cm ² /m	Int.
		1 Ø 12 mm a 0.20 m	Exterior	5.66 cm ² /m	Ext.
		1 Ø 10 mm a 0,25 m	Interior	3.14 cm ² /m	Int.

Corte:

V	=	0.414 t	Grupo VII	
V _u	=	0.579 t		
v _u	=	0.15 kg/cm ²		
v _c	=	$0.53 \sqrt{f'c}$		
v _c	=	8.87 kg/cm ²	> v _u	OK

DISEÑO DEL PILOTE

Para el caso de que no haya fricción entre el suelo y la zapata, y que los pilotes reciban la fuerza horizontal que tiene el estribo, produciéndose flexión

H _t	=	62.632 t	Fuerza horizontal total
F _f	=	28.442 t	Fuerza de fricción (asumida 0,05W)
F _p	=	34.191 t	Fuerza lateral en pilotes
N _p	=	6	Número de pilotes.
H _{py}	=	5.698 t	Fuerza horizontal en dirección y, en cada pilote
H _{px}	=	3.132 t	Fuerza horizontal en dirección x, en cada pilote
H _p	=	6.502 t	Fuerza horizontal total en el pilote.
h _e	=	2.500 m	Altura de empotramiento adoptada
M _p	=	16.256 tm	

La carga máxima en los pilotes, grupo VII es:

P _f	=	0.000 t	Carga por fricción negativa total.
P _p	=	95.925 t	Carga total en pilote incluyendo fricción negativa.
e	=	0.169 m	
φ _p	=	0.800 m	
r	=	7.00 cm	
A _g	=	5 026.55 cm ²	
A _{smin}	=	50.27 cm ²	1% de A _g .
Usamos:		16 φ 16 mm	Armadura longitudinal principal
A _s	=	32.2 cm ²	As principal

Calculamos las cargas últimas que puede resistir la geometría y armado del pilote, para la excentricidad dada.

Datos iniciales

- $f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4\ 200.00 \text{ kg/cm}^2$
- $c \text{ bal} = 31.430 \text{ cm}$
- $e \text{ bal} = 0.270 \text{ m}$
- $\phi = 0.75$
- $Pu \text{ bal} = 296.161 \text{ t}$
- $Pu \text{ o} = 627.366 \text{ t}$

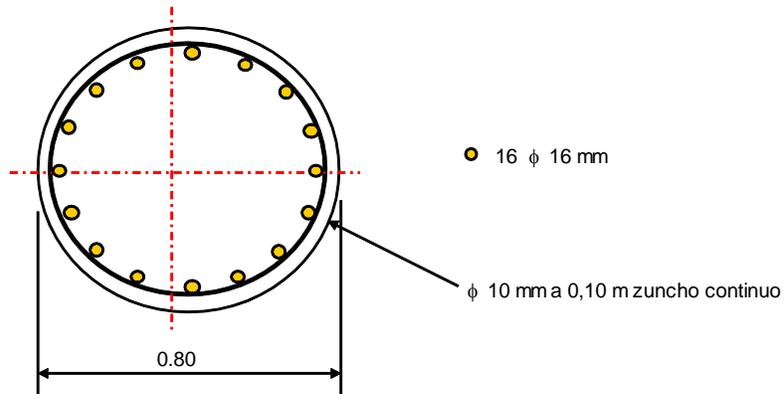
Resultados:

- $c = 40.400 \text{ cm}$
- $Pu = 374.160 \text{ t}$
- $Mu = 52.170 \text{ tm}$
- $e = 0.139 \text{ m}$

La carga última que resiste el pilote, respecto a la carga elástica tiene un factor de seguridad :

$Fs = 3.901$

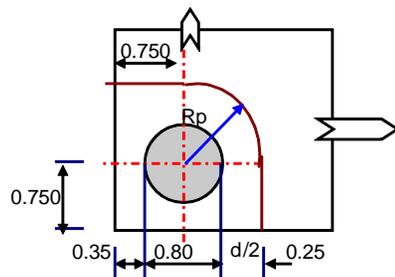
Espiral.- Usaremos un zuncho continuo $\phi 10 \text{ mm}$ a $0,10 \text{ m}$



CHEQUEO DEL PUNZONAMIENTO DEL PILOTE EN LA ZAPATA

Chequeamos el punzonamiento en el pilote más crítico que será el primero y último de la fila delantera

- $d = 0.500 \text{ m}$ Peralte efectivo.
- $Pp = 95.925 \text{ t}$ Carga del pilote.
- $fu = 1.700$ Factor mayoración
- $Ppu = 163.072 \text{ t}$ Calga última del pilote



Rp	=	0.650 m	Radio de punzonamiento
lp	=	2.521 m	Longitud para punzonamiento.
Ap	=	12 605.09 cm ²	Area resistente al punzonamiento
vu	=	$\frac{12.94}{\sqrt{f'c}}$ kg/cm ²	Esfuerzo último de corte por punzonamiento.
vc	=	$\sqrt{f'c}$	
vc	=	16.73 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del concreto.

Anexo 5.8. Vehicle Operating Costs Model, Automóvil Liviano, Situación Sin Proyecto.

VEHICLE OPERATING COSTS MODEL		DATE: 04-24-2012
PASO A DESNIVEL AV. ESCALON 1 (AUTOMOVIL LIVIANO)		
CONDICION:	SIN PROYECTO	
DATOS DE ENTRADA		
Surface type.	Flag: 1-Paved 0-Unpaved	0
Average roughness.	m/km IRI	16
Average positive gradient.	%	2.3
Average negative gradient.	%	2.3
Proportion of uphill travel.	%	50
Average horizontal curvature.	Deg/km	59
Average superelevation.	Fraction	0.05
Altitude of terrain.	m	2930
Effective number of lanes.	Flag: 1-One 0-More than 1	0
Vehicle class :	Medium car	
Tare weight.	kg	1200
Load carried.	kg	900
Maximum used driving power.	Metric HP	70
Maximum used braking power.	Metric HP	21
Surface type-specific desired speed.	km/hour	30
Aerodynamic drag coefficient.	Dimensionless	0.5
Projected frontal area.	m ²	2.08
Calibrated engine speed.	RPM	3000
Energy-efficiency factor.	Dimensionless	1
Fuel adjustment factor.	Dimensionless	1.16
Number of tires per vehicle.	#	4
Wearable volume of rubber per tire.	dm ³	0
Retreading cost per new tire cost.	Fraction	0.15
Maximum number of recaps.	Dimensionless	0
Const. term of tire consumption model.	dm ³ /m	0
Tire wear coefficient.	10E-3 dm ³ /j-m	0
Average annual utilization.	km	10800
Average annual utilization.	Hours	360
Hourly utilization ratio.	Fraction	0.6
Average service life of vehicle.	Years	10
Use constant service life ?	Flag: 1-Yes 0-No	0
Average life kilometrage of vehicle.	km	70000
Number of passengers per vehicle.	#	2
New vehicle price.	\$	18000
Fuel cost.	\$/Liter	0.5
Lubricants cost.	\$/Liter	5.5
New Tire cost.	\$/Tire	113
Crew time cost.	\$/Hour	2.89
Passenger delay cost.	\$/Hour	0
Maintenance labor cost.	\$/Hour	2.89
Cargo delay cost.	\$/Hour	0
Annual interest rate.	%	15.91

RESULTADOS			
- ROAD CHARACTERISTICS AND VEHICLE TYPE :			
Surface type. Unpaved			
Average roughness.	m/km IRI		16
Average positive gradient.	%		2.3
Average negative gradient.	%		2.3
Proportion of uphill travel.	%		50
Average horizontal curvature.	Deg/km		59
Average superelevation.	Fraction		0.05
Altitude of terrain.	m		2930
Effective number of lanes.		More than one	
Vehicle class : Medium car			
- PHYSICAL QUANTITIES PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel consumption.	Liters		450.54
Lubricants consumption.	Liters		3.96
Tire wear.	# of equivalent new tires		0.16
Crew time.	Hours		34.55
Passenger time.	Hours		69.1
Cargo holding.	Hours		34.55
Maintenance labor.	Hours		6.71
Maintenance parts.	% of new vehicle price		1.15
Depreciation.	% of new vehicle price		0.93
Interest.	% of new vehicle price		0.75
- VEHICLE SPEED :			
	km/hour		28.94
- VEHICLE OPERATING COSTS PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel.	\$	225.27	25.20%
Lubricants.	\$	21.8	2.40%
Tires.	\$	17.54	2.00%
Crew time.	\$	99.85	11.20%
Passenger time.	\$	0	0.00%
Cargo holding.	\$	0	0.00%
Maintenance labor.	\$	19.4	2.20%
Maintenance parts.	\$	207.41	23.20%
Depreciation.	\$	168.27	18.80%
Interest.	\$	135.49	15.10%
TOTAL	\$	895.03	100.00%

Fuente: Programa VOC, 2012.

Anexo 5.9. Vehicle Operating Costs Model, Automóvil Liviano, Situación Con Proyecto.

VEHICLE OPERATING COSTS MODEL		DATE: 04-24-2012
PASO A DESNIVEL AV. ESCALON 1 (AUTOMOVIL LIVIANO)		
CONDICION:	CON PROYECTO	
DATOS DE ENTRADA		
Surface type.	Flag: 1-Paved 0-Unpaved	0
Average roughness.	m/km IRI	3
Average positive gradient.	%	8
Average negative gradient.	%	8
Proportion of uphill travel.	%	50
Average horizontal curvature.	Deg/km	29
Average superelevation.	Fraction	0.03
Altitude of terrain.	m	2930
Effective number of lanes.	Flag: 1-One 0-More than 1	0
Vehicle class :	Medium car	
Tare weight.	kg	1200
Load carried.	kg	900
Maximum used driving power.	Metric HP	70
Maximum used braking power.	Metric HP	21
Surface type-specific desired speed.	km/hour	50
Aerodynamic drag coefficient.	Dimensionless	0.5
Projected frontal area.	m ²	2.08
Calibrated engine speed.	RPM	3000
Energy-efficiency factor.	Dimensionless	1
Fuel adjustment factor.	Dimensionless	1.16
Number of tires per vehicle.	#	4
Wearable volume of rubber per tire.	dm ³	0
Retreading cost per new tire cost.	Fraction	0.15
Maximum number of recaps.	Dimensionless	0
Const. term of tire consumption model.	dm ³ /m	0
Tire wear coefficient.	10E-3 dm ³ /j-m	0
Average annual utilization.	km	18000
Average annual utilization.	Hours	600
Hourly utilization ratio.	Fraction	0.6
Average service life of vehicle.	Years	10
Use constant service life ?	Flag: 1-Yes 0-No	0
Average life kilometrage of vehicle.	km	70000
Number of passengers per vehicle.	#	2
New vehicle price.	\$	18000
Fuel cost.	\$/Liter	0.5
Lubricants cost.	\$/Liter	5.5
New Tire cost.	\$/Tire	113
Crew time cost.	\$/Hour	2.89
Passenger delay cost.	\$/Hour	0
Maintenance labor cost.	\$/Hour	2.89
Cargo delay cost.	\$/Hour	0
Annual interest rate.	%	15.91

RESULTADOS			
- ROAD CHARACTERISTICS AND VEHICLE TYPE :			
Surface type. Paved			
Average roughness.	m/km IRI		3
Average positive gradient.	%		8
Average negative gradient.	%		8
Proportion of uphill travel.	%		50
Average horizontal curvature.	Deg/km		29
Average superelevation.	Fraction		0.03
Altitude of terrain.	m		2930
Effective number of lanes.		More than one	
Vehicle class : Medium car			
- PHYSICAL QUANTITIES PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel consumption.	Liters		338.02
Lubricants consumption.	Liters		2
Tire wear.	# of equivalent new tires		0.07
Crew time.	Hours		22.83
Passenger time.	Hours		45.66
Cargo holding.	Hours		22.83
Maintenance labor.	Hours		2.37
Maintenance parts.	% of new vehicle price		0.17
Depreciation.	% of new vehicle price		0.5
Interest.	% of new vehicle price		0.36
- VEHICLE SPEED :			
	km/hour		43.8
- VEHICLE OPERATING COSTS PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel.	\$	169.01	37.80%
Lubricants.	\$	11.01	2.50%
Tires.	\$	7.57	1.70%
Crew time.	\$	65.98	14.80%
Passenger time.	\$	0	0.00%
Cargo holding.	\$	0	0.00%
Maintenance labor.	\$	6.86	1.50%
Maintenance parts.	\$	31	6.90%
Depreciation.	\$	90.61	20.30%
Interest.	\$	64.51	14.40%
TOTAL	\$	446.55	100.00%

Fuente: Programa VOC, 2012.

Anexo 5.10. Vehicle Operating Costs Model, Hino FG Bus, Situación Sin Proyecto.

VEHICLE OPERATING COSTS MODEL		DATE: 04-24-2012
PASO A DESNIVEL AV. ESCALON 1 (BUS HINO FGJPUZ)		
CONDICION:	SIN PROYECTO	
DATOS DE ENTRADA		
Surface type.	Flag: 1-Paved 0-Unpaved	0
Average roughness.	m/km IRI	16
Average positive gradient.	%	2.3
Average negative gradient.	%	2.3
Proportion of uphill travel.	%	50
Average horizontal curvature.	Deg/km	59
Average superelevation.	Fraction	0.05
Altitude of terrain.	m	2930
Effective number of lanes.	Flag: 1-One 0-More than 1	0
Vehicle class :	Bus	
Tare weight.	kg	6500
Load carried.	kg	8000
Maximum used driving power.	Metric HP	260
Maximum used braking power.	Metric HP	416
Surface type-specific desired speed.	km/hour	20
Aerodynamic drag coefficient.	Dimensionless	0.65
Projected frontal area.	m ²	6.3
Calibrated engine speed.	RPM	1500
Energy-efficiency factor.	Dimensionless	1
Fuel adjustment factor.	Dimensionless	1.15
Number of tires per vehicle.	#	6
Wearable volume of rubber per tire.	dm ³	6.85
Retreading cost per new tire cost.	Fraction	0.15
Maximum number of recaps.	Dimensionless	2.39
Const. term of tire consumption model.	dm ³ /m	0.16
Tire wear coefficient.	10E-3 dm ³ /j-m	12.78
Average annual utilization.	km	50000
Average annual utilization.	Hours	2050
Hourly utilization ratio.	Fraction	0.75
Average service life of vehicle.	Years	15
Use constant service life ?	Flag: 1-Yes 0-No	1
Average life kilometrage of vehicle.	km	800000
Number of passengers per vehicle.	#	45
New vehicle price.	\$	135000
Fuel cost.	\$/Liter	0.26
Lubricants cost.	\$/Liter	12
New Tire cost.	\$/Tire	770
Crew time cost.	\$/Hour	4.76
Passenger delay cost.	\$/Hour	0
Maintenance labor cost.	\$/Hour	4.04
Cargo delay cost.	\$/Hour	0
Annual interest rate.	%	15.91

RESULTADOS			
- ROAD CHARACTERISTICS AND VEHICLE TYPE :			
Surface type.			
		Unpaved	
Average roughness.	m/km IRI		16
Average positive gradient.	%		2.3
Average negative gradient.	%		2.3
Proportion of uphill travel.	%		50
Average horizontal curvature.	Deg/km		59
Average superelevation.	Fraction		0.05
Altitude of terrain.	m		2930
Effective number of lanes.	More than one		
Vehicle class :			
		Bus	
- PHYSICAL QUANTITIES PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel consumption.			
	Liters		387.52
Lubricants consumption.			
	Liters		5.48
Tire wear.			
	# of equivalent new tires		0.27
Crew time.			
	Hours		50.33
Passenger time.			
	Hours		2264.85
Cargo holding.			
	Hours		50.33
Maintenance labor.			
	Hours		42.7
Maintenance parts.			
	% of new vehicle price		0.26
Depreciation.			
	% of new vehicle price		0.16
Interest.			
	% of new vehicle price		0.19
- VEHICLE SPEED :			
	km/hour		19.87
- VEHICLE OPERATING COSTS PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel.			
	\$	100.76	6.30%
Lubricants.			
	\$	65.81	4.10%
Tires.			
	\$	207.55	12.90%
Crew time.			
	\$	239.57	14.90%
Passenger time.			
	\$	0	0.00%
Cargo holding.			
	\$	0	0.00%
Maintenance labor.			
	\$	172.51	10.80%
Maintenance parts.			
	\$	355	22.10%
Depreciation.			
	\$	210.72	13.10%
Interest.			
	\$	251.44	15.70%
TOTAL			
	\$	1603.36	100.00%

Fuente: Programa VOC, 2012.

Anexo 5.11. Vehicle Operating Costs Model, Hino FG Bus, Situación Con Proyecto.

VEHICLE OPERATING COSTS MODEL		DATE: 04-24-2012
PASO A DESNIVEL AV. ESCALON 1 (BUS HINO FGJPUZ)		
CONDICION:	CON PROYECTO	
DATOS DE ENTRADA		
Surface type.	Flag: 1-Paved 0-Unpaved	1
Average roughness.	m/km IRI	3
Average positive gradient.	%	8
Average negative gradient.	%	8
Proportion of uphill travel.	%	50
Average horizontal curvature.	Deg/km	29
Average superelevation.	Fraction	0.03
Altitude of terrain.	m	2930
Effective number of lanes.	Flag: 1-One 0-More than 1	0
Vehicle class :	Bus	
Tare weight.	kg	6500
Load carried.	kg	8000
Maximum used driving power.	Metric HP	260
Maximum used braking power.	Metric HP	416
Surface type-specific desired speed.	km/hour	40
Aerodynamic drag coefficient.	Dimensionless	0.65
Projected frontal area.	m ²	6.3
Calibrated engine speed.	RPM	1500
Energy-efficiency factor.	Dimensionless	1
Fuel adjustment factor.	Dimensionless	1.15
Number of tires per vehicle.	#	6
Wearable volume of rubber per tire.	dm ³	6.85
Retreading cost per new tire cost.	Fraction	0.15
Maximum number of recaps.	Dimensionless	2.39
Const. term of tire consumption model.	dm ³ /m	0.16
Tire wear coefficient.	10E-3 dm ³ /j-m	12.78
Average annual utilization.	km	100000
Average annual utilization.	Hours	4100
Hourly utilization ratio.	Fraction	0.75
Average service life of vehicle.	Years	15
Use constant service life ?	Flag: 1-Yes 0-No	1
Average life kilometrage of vehicle.	km	800000
Number of passengers per vehicle.	#	45
New vehicle price.	\$	135000
Fuel cost.	\$/Liter	0.26
Lubricants cost.	\$/Liter	12
New Tire cost.	\$/Tire	770
Crew time cost.	\$/Hour	4.76
Passenger delay cost.	\$/Hour	0
Maintenance labor cost.	\$/Hour	4.04
Cargo delay cost.	\$/Hour	0
Annual interest rate.	%	15.91

RESULTADOS			
- ROAD CHARACTERISTICS AND VEHICLE TYPE :			
Surface type.			
		Paved	
Average roughness.	m/km IRI		3
Average positive gradient.	%		8
Average negative gradient.	%		8
Proportion of uphill travel.	%		50
Average horizontal curvature.	Deg/km		29
Average superelevation.	Fraction		0.03
Altitude of terrain.	m		2930
Effective number of lanes.	More than one		
Vehicle class :			
		Bus	
- PHYSICAL QUANTITIES PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel consumption.			
	Liters		681.28
Lubricants consumption.			
	Liters		3.52
Tire wear.			
	# of equivalent new tires		0.88
Crew time.			
	Hours		26.1
Passenger time.			
	Hours		1174.39
Cargo holding.			
	Hours		26.1
Maintenance labor.			
	Hours		12.36
Maintenance parts.			
	% of new vehicle price		0.14
Depreciation.			
	% of new vehicle price		0.05
Interest.			
	% of new vehicle price		0.06
- VEHICLE SPEED :			
	km/hour		38.32
- VEHICLE OPERATING COSTS PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel.			
	\$	177.13	12.60%
Lubricants.			
	\$	42.27	3.00%
Tires.			
	\$	674.09	47.90%
Crew time.			
	\$	124.22	8.80%
Passenger time.			
	\$	0	0.00%
Cargo holding.			
	\$	0	0.00%
Maintenance labor.			
	\$	49.95	3.60%
Maintenance parts.			
	\$	194.89	13.90%
Depreciation.			
	\$	65.47	4.70%
Interest.			
	\$	78.12	5.60%
TOTAL			
	\$	1406.14	100.00%

Fuente: Programa VOC, 2012.

Anexo 5.12. Vehicle Operating Costs Model, Hino 500 Camión, Situación Sin Proyecto.

VEHICLE OPERATING COSTS MODEL		DATE: 04-24-2012
PASO A DESNIVEL AV. ESCALON 1 (CAMION HINO 500 1017 FC4JJUA)		
CONDICION:	SIN PROYECTO	
DATOS DE ENTRADA		
Surface type.	Flag: 1-Paved 0-Unpaved	0
Average roughness.	m/km IRI	16
Average positive gradient.	%	2.3
Average negative gradient.	%	2.3
Proportion of uphill travel.	%	50
Average horizontal curvature.	Deg/km	59
Average superelevation.	Fraction	0.05
Altitude of terrain.	m	2930
Effective number of lanes.	Flag: 1-One 0-More than 1	0
Vehicle class :	Heavy truck	
Tare weight.	kg	6600
Load carried.	kg	12000
Maximum used driving power.	Metric HP	100
Maximum used braking power.	Metric HP	250
Surface type-specific desired speed.	km/hour	30
Aerodynamic drag coefficient.	Dimensionless	0.85
Projected frontal area.	m ²	5.2
Calibrated engine speed.	RPM	1800
Energy-efficiency factor.	Dimensionless	1
Fuel adjustment factor.	Dimensionless	1.15
Number of tires per vehicle.	#	10
Wearable volume of rubber per tire.	dm ³	7.3
Retreading cost per new tire cost.	Fraction	0.15
Maximum number of recaps.	Dimensionless	2.39
Const. term of tire consumption model	dm ³ /m	0.16
Tire wear coefficient.	10E-3 dm ³ /j-m	12.78
Average annual utilization.	km	30000
Average annual utilization.	Hours	1000
Hourly utilization ratio.	Fraction	0.85
Average service life of vehicle.	Years	8
Use constant service life ?	Flag: 1-Yes 0-No	1
Average life kilometrage of vehicle.	km	400000
Number of passengers per vehicle.	#	0
New vehicle price.	\$	96800
Fuel cost.	\$/Liter	0.26
Lubricants cost.	\$/Liter	12
New Tire cost.	\$/Tire	770
Crew time cost.	\$/Hour	6
Passenger delay cost.	\$/Hour	0
Maintenance labor cost.	\$/Hour	6
Cargo delay cost.	\$/Hour	0
Annual interest rate.	%	15.91

- ROAD CHARACTERISTICS AND VEHICLE TYPE :			
Surface type.			
		Unpaved	
Average roughness.	m/km IRI		16
Average positive gradient.	%		2.3
Average negative gradient.	%		2.3
Proportion of uphill travel.	%		50
Average horizontal curvature.	Deg/km		59
Average superelevation.	Fraction		0.05
Altitude of terrain.	m		2930
Effective number of lanes.	More than one		
Vehicle class :	Heavy truck		
- PHYSICAL QUANTITIES PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel consumption.	Liters		531.45
Lubricants consumption.	Liters		5.48
Tire wear.	# of equivalent new tires		0.38
Crew time.	Hours		40.33
Passenger time.	Hours		0
Cargo holding.	Hours		40.33
Maintenance labor.	Hours		25.55
Maintenance parts.	% of new vehicle price		0.86
Depreciation.	% of new vehicle price		0.49
Interest.	% of new vehicle price		0.31
- VEHICLE SPEED :	km/hour		24.79
- VEHICLE OPERATING COSTS PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel.	\$	138.18	5.50%
Lubricants.	\$	65.81	2.60%
Tires.	\$	290.13	11.60%
Crew time.	\$	241.99	9.70%
Passenger time.	\$	0	0.00%
Cargo holding.	\$	0	0.00%
Maintenance labor.	\$	153.29	6.10%
Maintenance parts.	\$	832.99	33.30%
Depreciation.	\$	475.31	19.00%
Interest.	\$	302.49	12.10%
TOTAL	\$	2500.2	100.00%

Fuente: Programa VOC, 2012.

Anexo 5.13. Vehicle Operating Costs Model, Hino 500 Camión, Situación Con Proyecto.

VEHICLE OPERATING COSTS MODEL		DATE: 04-24-2012
PASO A DESNIVEL AV. ESCALON 1 (CAMION HINO 500 1017 FC4JJUA)		
CONDICION:	CON PROYECTO	
DATOS DE ENTRADA		
Surface type.	Flag: 1-Paved 0-Unpaved	1
Average roughness.	m/km IRI	3
Average positive gradient.	%	8
Average negative gradient.	%	8
Proportion of uphill travel.	%	50
Average horizontal curvature.	Deg/km	29
Average superelevation.	Fraction	0.03
Altitude of terrain.	m	2930
Effective number of lanes.	Flag: 1-One 0-More than 1	0
Vehicle class :	Heavy truck	
Tare weight.	kg	6600
Load carried.	kg	12000
Maximum used driving power.	Metric HP	100
Maximum used braking power.	Metric HP	250
Surface type-specific desired speed.	km/hour	50
Aerodynamic drag coefficient.	Dimensionless	0.85
Projected frontal area.	m ²	5.2
Calibrated engine speed.	RPM	1800
Energy-efficiency factor.	Dimensionless	1
Fuel adjustment factor.	Dimensionless	1.15
Number of tires per vehicle.	#	10
Wearable volume of rubber per tire.	dm ³	7.3
Retreading cost per new tire cost.	Fraction	0.15
Maximum number of recaps.	Dimensionless	2.39
Const. term of tire consumption model.	dm ³ /m	0.16
Tire wear coefficient.	10E-3 dm ³ /j-m	12.78
Average annual utilization.	km	50000
Average annual utilization.	Hours	2000
Hourly utilization ratio.	Fraction	0.85
Average service life of vehicle.	Years	8
Use constant service life ?	Flag: 1-Yes 0-No	1
Average life kilometrage of vehicle.	km	500000
Number of passengers per vehicle.	#	0
New vehicle price.	\$	96800
Fuel cost.	\$/Liter	0.26
Lubricants cost.	\$/Liter	12
New Tire cost.	\$/Tire	770
Crew time cost.	\$/Hour	6
Passenger delay cost.	\$/Hour	0
Maintenance labor cost.	\$/Hour	6
Cargo delay cost.	\$/Hour	0
Annual interest rate.	%	15.91

- ROAD CHARACTERISTICS AND VEHICLE TYPE :			
Surface type.	Paved		
Average roughness.	m/km IRI	3	
Average positive gradient.	%	8	
Average negative gradient.	%	8	
Proportion of uphill travel.	%	50	
Average horizontal curvature.	Deg/km	29	
Average superelevation.	Fraction	0.03	
Altitude of terrain.	m	2930	
Effective number of lanes.	One		
Vehicle class :	Heavy truck		
- PHYSICAL QUANTITIES PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel consumption.	Liters	988.75	
Lubricants consumption.	Liters	3.52	
Tire wear.	# of equivalent new tires	1.08	
Crew time.	Hours	44.18	
Passenger time.	Hours	0	
Cargo holding.	Hours	44.18	
Maintenance labor.	Hours	13.9	
Maintenance parts.	% of new vehicle price	0.27	
Depreciation.	% of new vehicle price	0.27	
Interest.	% of new vehicle price	0.17	
- VEHICLE SPEED :	km/hour	22.63	
- VEHICLE OPERATING COSTS PER 1000 VEHICLE-KM :			
Fuel.	\$	257.08	11.80%
Lubricants.	\$	42.27	1.90%
Tires.	\$	833.56	38.40%
Crew time.	\$	265.11	12.20%
Passenger time.	\$	0	0.00%
Cargo holding.	\$	0	0.00%
Maintenance labor.	\$	83.4	3.80%
Maintenance parts.	\$	257.78	11.90%
Depreciation.	\$	263.52	12.10%
Interest.	\$	167.7	7.70%
TOTAL	\$	2170.4	100.00%

Anexo 5.14. Beneficios del proyecto por ahorro de operación vehicular, Criterio de sensibilidad, alternativa de vigas de hormigón, (USD).

AÑO	SIN PROYECTO (A)	CON PROYECTO (B)	BENEFICIOS (A-B)X0.75
0	14242274.04	10047962.70	3145733.51
1	15358935.85	10835658.00	3392458.39
2	16564229.8	11686007.23	3658666.93
3	17864268.29	12603185.11	3945812.39
4	19263484.69	13590116.40	4255026.21
5	20777187.22	14658421.04	4589074.63
6	22408488.02	15809489.39	4949248.97
7	24164990.48	17048505.37	5337363.83
8	26061438.72	18386463.57	5756231.36
9	28104735.3	19828020.61	6207536.02
10	30312597.23	21385742.05	6695141.39
11	32688009.93	23061551.55	7219843.78
12	35250284.05	24868696.78	7786190.45
13	38021849.89	26824897.63	8397714.19
14	40999438.72	28924259.66	9056384.30
15	44218467.32	31195873.11	9766945.66
16	47689491.88	33645534.33	10532968.16
17	51428290.87	36282684.09	11359205.08
18	55462380.22	39128533.74	12250384.86
19	59812590.11	42197136.53	13211590.18
20	64506025.36	45508684.39	14248005.73
21	69566751.25	49078953.05	15365848.65
22	75023765.19	52928620.97	16571358.16
23	80914040.69	57084775.80	17871948.66
24	87259683.99	61561183.99	19273875.00
25	94100044.49	66386242.76	20785351.29
26	101488037.3	71598639.83	22417048.07
27	109448769.5	77214671.33	24175573.59
28	118036346.6	83273447.97	26072173.96
29	127297991.4	89807652.78	28117753.99
30	137282805.5	96851519.08	30323464.85

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 5.15. Costos del proyecto, Criterio de sensibilidad, alternativa de vigas de hormigón, (USD).

COSTOS ALTERNATIVA 1			
AÑO	OBRA CIVIL (C)	COSTOS POR REINVERSION Y MANTENIMIENTO (D)	TOTAL (C+D)X1.25
0	2020183.331	0	2525229.164
1	2074930.299	0	2593662.874
2	2131160.91	0	2663951.138
3	2188915.371	18107	2758777.964
4	2248234.978	8478	2820891.222
5	2309162.146	59788	2961187.682
6	2371740.44	19620	2989200.55
7	2436014.606	0	3045018.257
8	2502030.601	9435	3139332.002
9	2569835.631	21259	3238868.288
10	2639478.176	68340	3384772.72
11	2711008.035	0	3388760.044
12	2784476.353	33536	3522515.441
13	2859935.662	0	3574919.577
14	2937439.918	0	3671799.898
15	3017044.54	103074	3900148.175
16	3098806.447	11686	3888115.559
17	3182784.102	0	3978480.127
18	3269037.551	27044	4120101.939
19	3357628.469	0	4197035.586
20	3448620.2	102294	4438642.75
21	3542077.808	29303	4464226.009
22	3638068.116	0	4547585.145
23	3736659.762	0	4670824.703
24	3837923.242	46224	4855184.052
25	3941930.962	102063	5054992.452
26	4048757.291	0	5060946.613
27	4158478.613	34403	5241102.016
28	4271173.384	16107	5359100.479
29	4386922.182	0	5483652.728
30	4505807.773	153939	5824683.467

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 5.16. Flujo de Caja, Criterio de sensibilidad, alternativa de vigas de hormigón, (USD).

FLUJO DE CAJA ALTERNATIVA 1			
AÑO	BENEFICIOS O INGRESOS (ANEXO 5.8)	COSTOS O EGRESOS (ANEXO 5.9)	FLUJO DE CAJA
	(E)	(F)	(E-F)
INVERSION	0	2525229.164	-2525229.16
0	3145733.51	2525229.164	620504.34
1	3392458.39	2593662.874	798795.51
2	3658666.93	2663951.138	994715.79
3	3945812.39	2758777.964	1187034.42
4	4255026.21	2820891.222	1434134.99
5	4589074.63	2961187.682	1627886.95
6	4949248.97	2989200.55	1960048.42
7	5337363.83	3045018.257	2292345.58
8	5756231.36	3139332.002	2616899.36
9	6207536.02	3238868.288	2968667.73
10	6695141.39	3384772.72	3310368.67
11	7219843.78	3388760.044	3831083.74
12	7786190.45	3522515.441	4263675.01
13	8397714.19	3574919.577	4822794.62
14	9056384.30	3671799.898	5384584.40
15	9766945.66	3900148.175	5866797.48
16	10532968.16	3888115.559	6644852.60
17	11359205.08	3978480.127	7380724.96
18	12250384.86	4120101.939	8130282.92
19	13211590.18	4197035.586	9014554.59
20	14248005.73	4438642.75	9809362.98
21	15365848.65	4464226.009	10901622.64
22	16571358.16	4547585.145	12023773.02
23	17871948.66	4670824.703	13201123.96
24	19273875.00	4855184.052	14418690.95
25	20785351.29	5054992.452	15730358.84
26	22417048.07	5060946.613	17356101.46
27	24175573.59	5241102.016	18934471.57
28	26072173.96	5359100.479	20713073.48
29	28117753.99	5483652.728	22634101.26
30	30323464.85	5824683.467	24498781.38

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 5.17. Beneficios del proyecto por ahorro de operación vehicular, Criterio de sensibilidad, alternativa de vigas de acero, (USD).

AÑO	SIN PROYECTO (A`)	CON PROYECTO (B`)	BENEFICIOS (A`-B`)X0.75
0	14242274.04	10047962.70	3145733.51
1	15358935.85	10835658.00	3392458.39
2	16564229.8	11686007.23	3658666.93
3	17864268.29	12603185.11	3945812.39
4	19263484.69	13590116.40	4255026.21
5	20777187.22	14658421.04	4589074.63
6	22408488.02	15809489.39	4949248.97
7	24164990.48	17048505.37	5337363.83
8	26061438.72	18386463.57	5756231.36
9	28104735.3	19828020.61	6207536.02
10	30312597.23	21385742.05	6695141.39
11	32688009.93	23061551.55	7219843.78
12	35250284.05	24868696.78	7786190.45
13	38021849.89	26824897.63	8397714.19
14	40999438.72	28924259.66	9056384.30
15	44218467.32	31195873.11	9766945.66
16	47689491.88	33645534.33	10532968.16
17	51428290.87	36282684.09	11359205.08
18	55462380.22	39128533.74	12250384.86
19	59812590.11	42197136.53	13211590.18
20	64506025.36	45508684.39	14248005.73
21	69566751.25	49078953.05	15365848.65
22	75023765.19	52928620.97	16571358.16
23	80914040.69	57084775.80	17871948.66
24	87259683.99	61561183.99	19273875.00
25	94100044.49	66386242.76	20785351.29
26	101488037.3	71598639.83	22417048.07
27	109448769.5	77214671.33	24175573.59
28	118036346.6	83273447.97	26072173.96
29	127297991.4	89807652.78	28117753.99
30	137282805.5	96851519.08	30323464.85

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 5.18. Costos del proyecto, Criterio de sensibilidad, alternativa de vigas de acero, (USD).

COSTOS ALTERNATIVA 2			
AÑO	OBRA CIVIL (C')	COSTOS POR REINVERSION Y MANTENIMIENTO (D')	TOTAL (C'+D')X1.25
0	2215659.312	0	2769574.14
1	2275703.679	0	2844629.60
2	2337375.249	0	2921719.06
3	2400718.118	18107	3023531.40
4	2465777.579	8478	3092819.47
5	2532600.151	59788	3240485.19
6	2601233.615	19620	3276067.02
7	2671727.046	0	3339658.81
8	2744130.849	9435	3441957.31
9	2818496.795	21259	3549694.74
10	2894878.058	68340	3704022.57
11	2973329.254	0	3716661.57
12	3053906.477	33536	3859303.10
13	3136667.342	0	3920834.18
14	3221671.027	0	4027088.78
15	3308978.312	103074	4265065.39
16	3398651.624	11686	4262922.03
17	3490755.083	0	4363443.85
18	3585354.546	27044	4515498.18
19	3682517.654	0	4603147.07
20	3782313.883	102294	4855759.85
21	3884814.589	29303	4892646.99
22	3990093.064	0	4987616.33
23	4098224.586	0	5122780.73
24	4209286.473	46224	5319388.09
25	4323358.136	102063	5531776.42
26	4440521.141	0	5550651.43
27	4560859.264	34403	5744077.83
28	4684458.55	16107	5875706.94
29	4811407.377	0	6014259.22
30	4941796.517	153939	6369669.40

Fuente: Elaboración Propia.

Anexo 5.19. Flujo de Caja, Criterio de sensibilidad, alternativa de vigas de acero, (USD).

CUADRO DE FLUJO DE CAJA ALTERNATIVA 2			
AÑO	BENEFICIOS O INGRESOS (ANEXO 5.11)	COSTOS O EGRESOS (ANEXO 5.12)	BENEFICIOS NETOS
	(E')	(F')	(E'-F')
INVERSION	0	2769574.14	-2769574.14
0	3145733.51	2769574.14	376159.37
1	3392458.39	2844629.599	547828.79
2	3658666.93	2921719.061	736947.87
3	3945812.39	3023531.397	922280.99
4	4255026.21	3092819.474	1162206.74
5	4589074.63	3240485.189	1348589.44
6	4949248.97	3276067.019	1673181.95
7	5337363.83	3339658.808	1997705.03
8	5756231.36	3441957.312	2314274.05
9	6207536.02	3549694.744	2657841.28
10	6695141.39	3704022.573	2991118.81
11	7219843.78	3716661.567	3503182.22
12	7786190.45	3859303.096	3926887.36
13	8397714.19	3920834.178	4476880.02
14	9056384.30	4027088.784	5029295.51
15	9766945.66	4265065.39	5501880.27
16	10532968.16	4262922.03	6270046.13
17	11359205.08	4363443.854	6995761.23
18	12250384.86	4515498.182	7734886.68
19	13211590.18	4603147.068	8608443.11
20	14248005.73	4855759.853	9392245.88
21	15365848.65	4892646.986	10473201.66
22	16571358.16	4987616.33	11583741.83
23	17871948.66	5122780.733	12749167.93
24	19273875.00	5319388.091	13954486.91
25	20785351.29	5531776.42	15253574.87
26	22417048.07	5550651.427	16866396.64
27	24175573.59	5744077.83	18431495.76
28	26072173.96	5875706.938	20196467.02
29	28117753.99	6014259.221	22103494.76
30	30323464.85	6369669.396	23953795.45

Fuente: Elaboración Propia