

**CONSORCIO
CONCESIÓN VIAL
NORTE SANTANDER**

Bogotá, D.C., 09 de Julio de 2015

AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA
Rad No. 2015-409-041694-2
Fecha: 13/07/2015 08:24:34 -> 308
OEM: CONSORCIO CONCESION VIAL NORTE DE S
Anexos: 2 CARPETAS + 1 CD + 1 ROLLO DE PLANOS



1018-034-672



Doctor

LUIS EDUARDO GUTIERREZ DIAZ

Gerente de Proyecto Carretero ANI

AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA "ANI"

Ciudad

REF.: CONTRATO DE INTERVENTORIA N° 034 DE 2014

ASUNTO: DOCUMENTACIÓN FALLOS JUDICIALES - PUENTE PEATONAL 11 DE
NOVIEMBRE.
SU COMUNICACIÓN: 2015-306-014605-1

Estimado Doctor Gutiérrez:

En atención al tema del asunto y para fines pertinentes, anexo a la presente se servirá encontrar debidamente validada la siguiente información en formato digital:

1. ESTUDIOS Y DISEÑOS PUENTE PEATONAL 11 DE NOVIEMBRE.
 - 1.1 INFORME ESTUDIO GEOTÉCNICO - VERSIÓN 1
 - 1.2 PLANOS TOPOGRÁFICOS - VERSIÓN 1
 - 1.3 PLANOS ARQUITECTONICOS - VERSIÓN 1
 - 1.4 MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL - REVISIÓN 0
 - 1.5 PRESUPUESTO
2. ANEXOS
 - 2.1 MEMORIA CÁLCULO MUROS DE CONTENCIÓN
 - 2.2 PLANOS

Atentamente,

CONSORCIO CONCESIÓN VIAL NORTE SANTANDER


DAIRO SALAMANCA OLARTE
Subdirector Técnico del Proyecto

Anexos: Dos(2) carpetas, un (1) Cd, veintiséis (26) planos.
Copia: Ing. Víctor Andrés Gutiérrez Pineda - Supervisor - ANI
Archivo



Agencia Nacional de
Infraestructura



**CONCESIÓN ÁREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER
Y ALCANCE PROGRESIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA SEGUNDA CALZADA
DE LA VÍA CÚCUTA - PAMPLONA Y LA CONSTRUCCIÓN DE
LA VARIANTE PAMPLONA EN DOBLE CALZADA**

**RAMPAS PEATONALES PUENTE PEATONAL EXISTENTE
ONCE DE NOVIEMBRE**

ORIGINAL

VERSIÓN 1

JULIO DE 2014

TNM TECHNOLOGY AND
MANAGEMENT LTD.



Agencia Nacional de
Infraestructura



**CONCESIÓN ÁREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER
Y ALCANCE PROGRESIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA SEGUNDA CALZADA
DE LA VÍA CÚCUTA - PAMPLONA Y LA CONSTRUCCIÓN DE
LA VARIANTE PAMPLONA EN DOBLE CALZADA**

**RAMPAS PEATONALES PUENTE PEATONAL EXISTENTE
ONCE DE NOVIEMBRE**

ORIGINAL

VERSIÓN 1

JULIO DE 2014

TNM TECHNOLOGY AND
MANAGEMENT LTD.



Agencia Nacional de
Infraestructura



**CONCESIÓN ÁREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER
Y ALCANCE PROGRESIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA SEGUNDA
CALZADA DE LA VÍA CÚCUTA - PAMPLONA Y LA CONSTRUCCIÓN DE
LA VARIANTE PAMPLONA EN DOBLE CALZADA**

INFORME ESTUDIO GEOTÉCNICO ACCIONES POPULARES

RAMPAS PUENTES PEATONAL

ORIGINAL

VERSIÓN 1

JULIO DE 2014



**TECHNOLOGY AND
MANAGEMENT LTD.**

TRAZABILIDAD DEL DOCUMENTO

DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER

**INFORME ESTUDIO GEOTÉCNICO ACCIONES POPULARES
RAMPAS PUENTE PEATONAL**

VERSIÓN	FECHA	DETALLE
0	29 de Abril de 2014	Original
1	28 de julio de 2014	Se profundiza en la determinación de usar cimentación superficial y se especifican cotas de apoyo para las zapatas.

TABLA DE CONTENIDO

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	6
2. RESUMEN DE LOS CRITERIOS GEOTÉCNICOS EMPLEADOS	8
3. OBJETO Y ALCANCE DEL ESTUDIO	9
4. TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN REALIZADOS	10
5. RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO	11
6. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO	12
6.1. GENERAL	12
6.2. CONDICIONES DEL SUBSUELO	14
6.3. NIVEL FREÁTICO	14
6.4. PARÁMETROS DE CÁLCULO	14
7. CONDICIONES SÍSMICAS	18
8. CONCLUSIONES	21
8.1. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	21
8.2. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS	23
8.3. CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES	24
9. CONSIDERACIONES FINALES	25

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Situación regional de la zona de estudio.	6
Figura 2 Planta geológica Cúcuta	13
Figura 3 Correlación SPT – Densidad relativa.....	16
Figura 4 Correlación densidad relativa – Ángulo de rozamiento.....	17
Figura 5 Zona de amenaza sísmica.....	18
Figura 6 Zona de amenaza sísmica.....	19

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Coeficientes de seguridad según la NSR-10	8
Tabla 2 Sondeos.....	10
Tabla 3 Resumen ensayos de laboratorio	11
Tabla 4 Leyenda estratigráfica.....	13
Tabla 5 Valores orientativos de N_{SPT} , q_u y E	16
Tabla 6 Clasificación de los perfiles del suelo.....	19
Tabla 7 Valores del coeficiente F_a	20
Tabla 8 Valores del coeficiente de rozamiento horizontal.....	22
Tabla 9 Valores del coeficiente de rozamiento horizontal.....	23
Tabla 10 Dimensión de Zapatas.	24

1. INTRODUCCIÓN

En este informe se presentan los resultados del estudio geotécnico realizado para la construcción de rampas para el acceso al puente peatonal existente en la intersección de la carrera 10 con la calle 13, en la localidad de Los Patios, situado al sur del centro urbano de Cúcuta. Las coordenadas del puente peatonal son: 7°49'28.21"N y 72°30'47.05"O.

En las siguientes imágenes puede verse el emplazamiento de los Patios en relación con su entorno geográfico regional y la situación de la rampa del puente a construir.

Figura 1 Situación regional de la zona de estudio.



FUENTE: Elaboración Propia a partir de Google Earth

Es objeto del presente estudio dar las recomendaciones para la cimentación de las rampas del puente. Actualmente el acceso al puente es mediante escaleras. El puente cruza la carrera 10.

2. RESUMEN DE LOS CRITERIOS GEOTÉCNICOS EMPLEADOS

Los criterios geotécnicos empleados en la redacción del presente Estudio de Suelos se han basado en los establecidos en el Título H.4 de la Norma NSR-2010, donde básicamente se recogen los criterios de una buena práctica geotécnica.

Las cimentaciones recomendadas permiten la optimización de las condiciones del terreno reconocidas y garantizan unas condiciones de cimentación adecuadas manteniendo unos coeficientes de seguridad elevados frente a cualquier riesgo de inestabilidad.

De acuerdo con las condiciones del terreno detectadas, se han evaluado y, en su caso, analizado, los posibles riesgos geotécnicos habituales (expansividad, licuación, asentamientos, etc.), de manera que las conclusiones finales que se facilitan han tenido en cuenta todos estos aspectos y son compatibles con los resultados obtenidos. En relación con los coeficientes de seguridad requeridos en la NSR-10, se ha tenido en cuenta los coeficientes de seguridad reflejados en la siguiente Tabla H.4.7-1.

Tabla 1 Coeficientes de seguridad según la NSR-10

Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos F_{SICP} Mínimos	
Condición	F_{SICP} Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

FUENTE: Elaboración Propia

3. OBJETO Y ALCANCE DEL ESTUDIO

Básicamente, el objeto del presente Estudio ha sido el de definir todos los aspectos que, desde el punto de vista geotécnico, afectan al Proyecto de las rampas. Básicamente:

- Caracterización geológica de los materiales detectados. Establecimiento del perfil estratigráfico típico. Profundidad de nivel freático.
- Descripción geológico – geotécnica de cada uno de los niveles estratigráficos diferenciados.
- Evaluación de los riesgos geotécnicos potenciales (expansividad, licuación, etc.)
- Análisis y propuesta de cimentación.
- Caracterización del terreno para el diseño de cimentaciones superficiales
 - Presión admisible de cimentación
 - Asientos previsibles (totales y diferenciales)
 - Tiempo en el que ocurrirán los asentamientos
 - Profundidad de apoyo de las cimentaciones
- Caracterización del terreno para el diseño de muros. Coeficientes de empuje estáticos y pseudoestáticos.
- Recomendaciones constructivas.

4. TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN REALIZADOS

Para la investigación de las características del terreno en el emplazamiento de la estructura se han perforado cuatro sondeos mecánicos (denominados PT-5, PT-6, PT-7 y PT-8) de 10 m de profundidad de investigación. La situación de los sondeos perforados se ha representado en el Plano 1 del Anexo 1.

A lo largo de la perforación de los sondeos se han realizado un total de 29 ensayos de penetración estándar (SPT).

En la siguiente Tabla se resume la situación de los sondeos perforados, la profundidad de estudio alcanzada y el número de ensayos SPT efectuados:

Tabla 2 Sondeos

SONDEO	LADO CARRERA 10	PROF.(m)	Cantidad ensayos SPT
PT-5	Oeste	10	7
PT-6	Este	10	8
PT-7	Este	10	7
PT-8	Oeste	10	7

FUENTE: Elaboración Propia

Posteriormente, sobre algunas de las muestras extraídas de los sondeos se han efectuado ensayos de laboratorio de identificación. En el Anexo 2 se incluye el registro de los sondeos, así como las actas de los ensayos de laboratorio realizados.

5. RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Sobre muestras extraídas de las cajas de los sondeos así como de algún ensayo SPT se han efectuado los siguientes ensayos de laboratorio:

- 6 granulometrías
- 6 determinaciones de los Límites de Atterberg
- 6 humedad natural

En la siguiente Tabla se resumen los resultados obtenidos:

Tabla 3 Resumen ensayos de laboratorio

RESULTADOS ENSAYOS MUESTRAS SONDEOS							
SONDEO		PT-5		PT-6		PT-7	PT-8
TIPO DE MUESTRA		M-5	M-7	SPT-2	M-6	M-4	M-6
Profundidad (m)		4,5-6,0 m	7,5-9,0 m	1,0-1,5 m	5,5-7,0 m	3,0-4,5 m	6,0-7,5 m
Unidad litológica		Arena limosa (Aluvial)	Arena limosa (Aluvial)	Arcilla arenosa (Aluvial)	Arena limosa (Aluvial)	Arena limosa (Aluvial)	Arena limosa (Aluvial)
Límites de Atterberg	LL	0,0	0,0	40,28	0,0	0,0	0,0
	IP	0,0	0,0	19,84	0,0	0,0	0,0
Humedad %		13,03	15,15	9,15	15,62	18,06	19,85
Granulometría (%)	GRAVA	0,68	1,61	0,00	4,97	2,29	0,26
	ARENA	83,52	80,77	30,50	80,27	86,03	93,56
	FINOS	15,80	17,62	69,50	14,76	11,68	6,20
Clasificación	USCS	SM	SM	CL	SM	SP-SM	SP-SM

FUENTE: Elaboración Propia

6. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

6.1. GENERAL

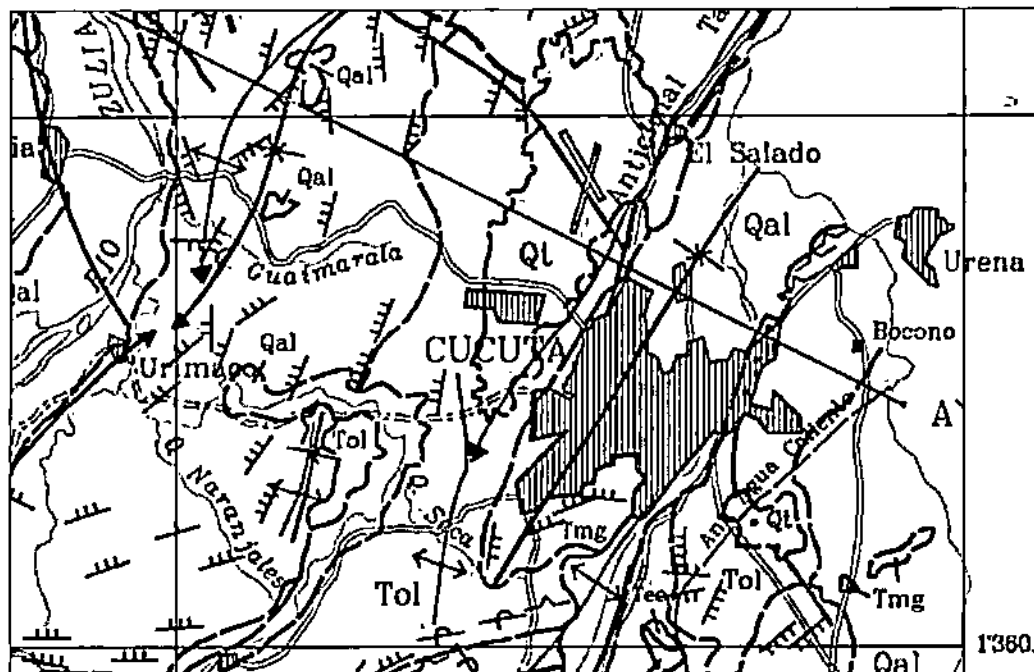
En la región de Cúcuta afloran rocas del Cenozoico originadas en un complejo deltaico. Se trata de las formaciones Mirador, Carbonera, León y Grupo Guayabo. Este último se divide en dos conjuntos litológicos. Uno arcilloso y otro arenoso. Este depósito se originó contemporáneamente con el emplazamiento del Macizo de Santander. Posteriormente la región es sometida a esfuerzos que producen plegamientos y fallas orientados principalmente en dirección N-NE.

La ciudad de Cúcuta se encuentra en la región geográfica denominada "Valle de Cúcuta", en la Cordillera Oriental de los Andes. El río Pamplonita discurre por el lado Este de la ciudad y desemboca unos kilómetros al Norte de ésta.

Desde el punto de vista geológico, el área de estudio se sitúa sobre depósitos Cuaternarios de tipo aluvial reciente (Qal), constituidos esencialmente por gravas y cantos poligénicos con matriz limo arenosa, asociados a la llanura de inundación del río Pamplonita. Superficialmente se ha detectado en algunos sondeos un nivel de limo arenoso o arcilla arenosa de espesor entre 1,0 y 1,5 m. Por debajo, se localiza el Substrato Terciario, constituido en esta zona por depósitos correspondientes a la Formación Guayabo (Tmg), concretamente arcillolitas de color marrón claro. En la zona estudiada el depósito aluvial presenta espesores superiores a 10 m estimándose que los materiales Terciarios aparecen a partir de 14,0 – 16,0 m de profundidad.

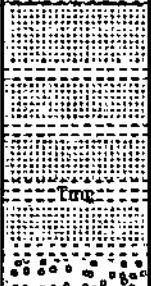
En las siguientes imágenes se reproduce parcialmente el mapa geológico a escala 1:200000 y su Leyenda estratigráfica publicado por INGEOMINAS, en el que se observan las condiciones geológicas generales del entorno de la localidad

Figura 2 Planta geológica Cúcuta



FUENTE: Plancha G-13 Cúcuta, 1/200000, INGEOMINAS

Tabla 4 Leyenda estratigráfica

LEYENDA ESTRATIGRÁFICA					CONVENCIONES	
CENOZOICO	E D A D		Escala en Mts	Col	UNIDAD ESTRATIGRÁFICA	
	Cuaternario	Neógeno			Aluviales, pedimentos, derrumbes, terrazas	
		Pleistoceno				
TERCIARIO		MIOCENO	1800 2545		Grupo Guayabo	
		OLIGOCENO	645		Formación Leon	

	Contacto
	Falla normal mostrando lado levantado y hundido
	Falla de sobre-empujamiento
	Anticlinal normal
	Anticlinal invertido
	Sinclinal normal
	Sinclinal invertido
	Unidad de campo preterreno

	Duramientos menores de 2
	Duramientos de 3 a 10
	Duramientos de 10 a 25
	Duramientos de 25 a 45
	Duramientos mayores de 45
	Duramientos invertidos
	Lineaciones en rocas metamórficas e ígneas

FUENTE: Plancha G-13 Cúcuta, 1/200000, INGEOMINAS

El Substrato Terciario, constituido en esta zona por depósitos correspondientes a la Formación Guayabo (Tmg), concretamente arcillolitas de color marrón claro se ha detectado a unos 15,0 m de profundidad.

6.2. CONDICIONES DEL SUBSUELO

A partir de las condiciones detectadas en los sondeos perforados se han preparado dos Cortes del Terreno que se muestran en el Plano 2 del Anexo 1. Se detecta en la zona de estudio un depósito aluvial cuaternario constituido por una capa superficial de limo arenoso o arcilla arenosa de 1,0 – 1,5 m de espesor (en el sondeo PT-8 no aparece). Este nivel tiene un grado de humedad bajo (del 9,15 %). Según los ensayos efectuados en la muestra del sondeo PT-6, la fracción arena representa un 30,5 % de la muestra mientras que el resto corresponde a fracción fina (un 69,5 %). La plasticidad de la fracción fina es moderada pues el límite líquido es del orden de 40,2 y el Índice de plasticidad de 19,8. Según la clasificación de Casagrande se trata de un suelo arcilloso CL (arcillas de baja plasticidad). La densidad de los limos arenosos es medianamente densa y la consistencia de la arcilla es moderadamente firme, con resultados del ensayo SPT que oscilan entre $N_{30}=10-35$.

Por debajo de este nivel superficial arcilloso o limo-arenoso aparece un nivel de gravas y bolos envueltos de matriz arenosa. El espesor de este nivel es superior a 10 m. Dada la presencia de abundantes gravas y bolos la recuperación de muestra en los sondeos ha sido baja, entorno al 15 – 40 %, y la fracción recuperada corresponde a arenas limosas. Por ello en las granulometrías efectuadas sobre este nivel se obtiene un porcentaje en arena del orden del 83 % mientras que la fracción grava es del 2 %. La fracción fina representa un 15 % de la muestra. La plasticidad de esta unidad es nula. Según la clasificación de Casagrande y en base a los resultados de los ensayos de laboratorio efectuados estos suelos se clasificarían como SM (arenas limosas) aunque cabría considerar que se trata de suelos GP-GM (gravas arenosas-limosas). De los 24 ensayos SPT efectuados se obtiene rechazo en 22 de ellos por la presencia de abundantes gravas y bolos mientras que en los dos restantes se registran valores de $N_{30}=21-32$. Se trata por tanto de suelos granulares de elevada densidad.

Cabe señalar que todos los ensayos SPT efectuados a partir de 1,5 m de profundidad dan un resultado de rechazo.

6.3. NIVEL FREÁTICO

En ninguno de los sondeos efectuados se ha detectado la presencia de nivel freático.

6.4. PARÁMETROS DE CÁLCULO

De acuerdo con los resultados de los ensayos obtenidos y de las correlaciones bibliográficas habituales, se pueden establecer como característicos los siguientes

parámetros del terreno tanto para condiciones de corto plazo (para niveles arcillosos), en presiones totales, como a "largo plazo" en presiones efectivas.

Nivel de limo arenoso o arcilla (Aluvial)

- Detectado entre 0 y 1,5 m de profundidad
- Densidad: $1,75 \text{ Tn/m}^3$
- Módulo de elasticidad: 85 kg/cm^2

Condiciones de resistencia a Corto Plazo:

- Cohesión (Cu): $0,4 \text{ kg/cm}^2$
- Ángulo de fricción: 0°

Condiciones de resistencia a Largo Plazo:

- Cohesión (C'): $0,25 \text{ Tn/m}^2$
- Ángulo de fricción: 27°

Nivel de grava areno-limosa (Aluvial)

- Detectado entre 1,5 y 10,0 m de profundidad
- Densidad: $1,9 \text{ Tn/m}^3$
- Módulo de elasticidad: 400 kg/cm^2

Condiciones de resistencia a Largo Plazo:

- Cohesión (C'): $0,0 \text{ Tn/m}^2$
- Ángulo de fricción: 35°

En la siguiente tabla puede verse la correlación empleada para la propuesta del módulo de elasticidad.

Tabla 5 Valores orientativos de N_{SPT} , q_u y E

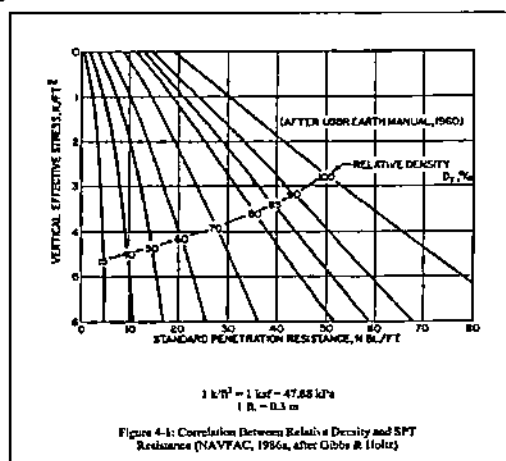
Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	> 15.000

FUENTE: CTE¹.

Para la obtención del ángulo de rozamiento interno de los suelos granulares se ha empleado las siguientes correlaciones con los valores de N de los ensayos SPT:

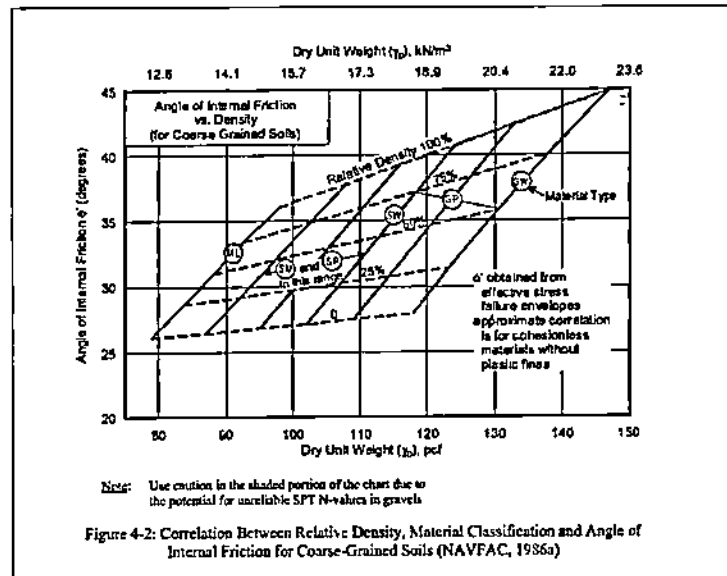
Figura 3 Correlación SPT – Densidad relativa



FUENTE: Geotechnical Engineering Circular No 5, FHWA

¹ CTE (Código Técnico de Edificación), Documento Básico SE-C, Seguridad estructural Cimientos, Pág.120, publicado por el Ministerio de Fomento de España, Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de octubre (BOE 23/10/2007) y corrección de errores (BOE 25/01/2008).

Figura 4 Correlación densidad relativa – Ángulo de rozamiento



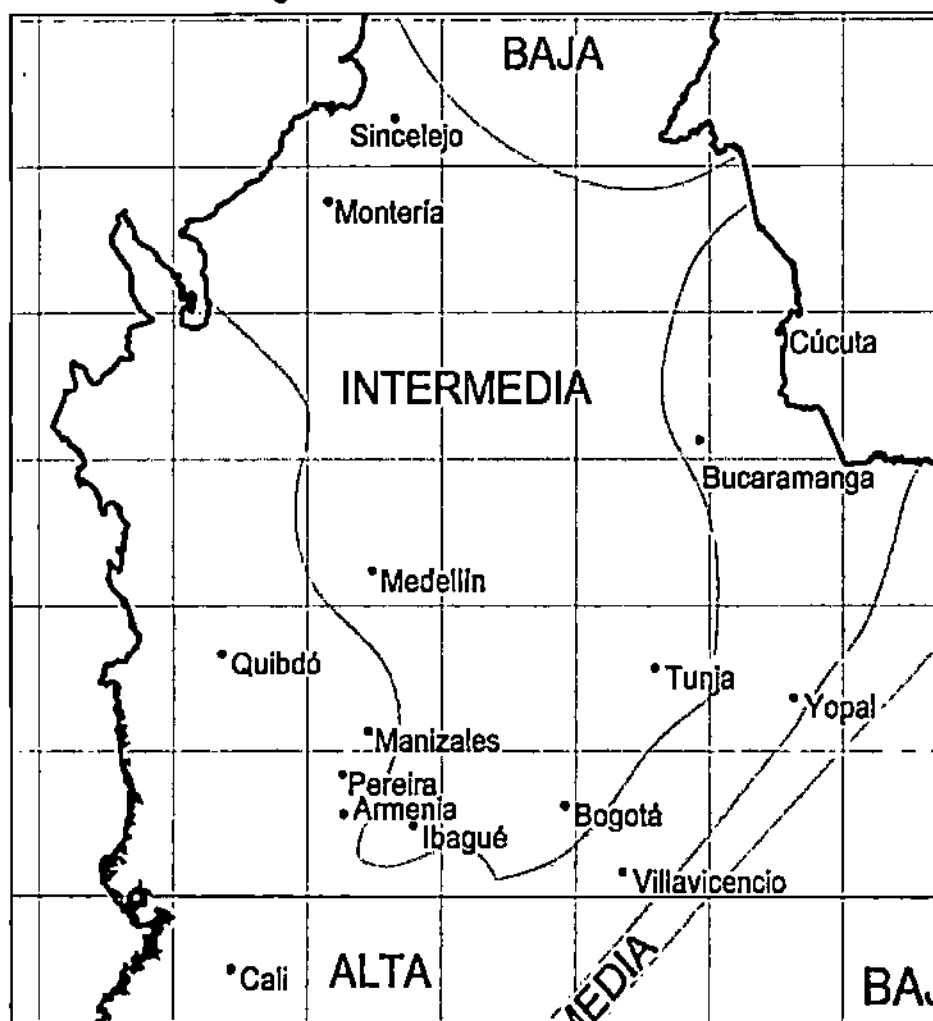
FUENTE: Geotechnical Engineering Circular No 5, FHWA

7. CONDICIONES SÍSMICAS

Se ha consultado en la norma NRS-10 para determinar la aceleración sísmica de la zona de estudio.

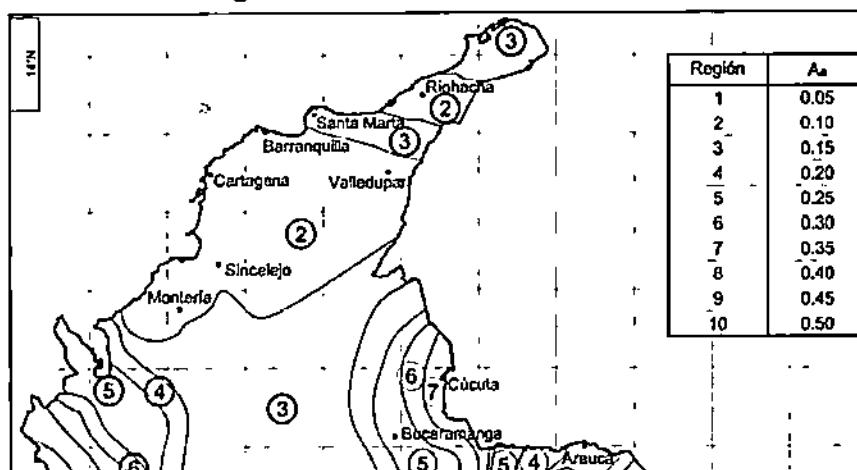
En las siguientes figuras 5 y 6 se reproducen parcialmente las figuras A.2.3-1 y A.2.3-2 de la norma NSR-10, con la distribución de las Zonas de Amenaza Sísmica; en la primera se observa como el área de estudio se enmarca dentro de la Zona de Amenaza ALTA; en la segunda, de mayor detalle (denominada Mapa de valores de Aa), se aprecia que en la zona de estudio se encuentra en la Región 7 de riesgo.

Figura 5 Zona de amenaza sísmica



FUENTE: Figura A.2.3-1 de la NSR-10

Figura 6 Zona de amenaza sísmica



FUENTE: Figura A.2.3-2 de la NSR-10

De acuerdo con la Norma, a esa región le corresponde una aceleración horizontal de pico (A_a) de 0,35g (siendo g la aceleración de la gravedad). Las condiciones del terreno detectadas se pueden asimilar a un Perfil D según la Tabla A.2.4-1 de la NSR-10 que se reproduce a continuación, (Tabla 6), con lo cual, de acuerdo con la Tabla A.2.4-3 de la NSR-10 (Tabla 7) el coeficiente F_a sería de 1,15.

Tabla 6 Clasificación de los perfiles del suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{\sigma}_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contenga un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F ₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F ₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F ₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F ₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36 \text{ m}$)	

FUENTE: Tabla A.2.4-1 de la NSR-10

Tabla 7 Valores del coeficiente F_a .

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

FUENTE: Tabla A.2.4-3 de la NSR-10

8. CONCLUSIONES

8.1. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.

En los siguientes apartados se presentan las conclusiones y recomendaciones del estudio para el diseño de la cimentación del nuevo puente. Posteriormente, y utilizando los parámetros de caracterización de las gravas arenosas detectadas a partir de 1,5 m de profundidad se estudia la tensión admisible a adoptar para una cimentación superficial mediante zapata apoyada de forma directa sobre esta unidad litológica y se analizan los asientos previsibles que se producirán. En función de ambos parámetros (carga última y asientos) se propone una carga admisible de diseño. No es de prever la presencia de agua dado que en ninguno de los sondeos efectuados se ha detectado su presencia.

Debido a la escasa profundidad a la que aparece el nivel competente para la cimentación, 1,5 m, no se ha considerado necesario analizar ninguna otra alternativa de cimentación, como pilotes, caisson, etc.

En el Anexo 1 se adjuntan secciones geológico-geotécnicas con el encaje de la cimentación propuesta.

Cimentación superficial mediante zapatas apoyadas sobre las gravas arenosas

Las zapatas sobre las que se apoyarán las rampas de acceso peatonal al puente deberán empotrarse un mínimo de 0,2 m en el nivel de gravas arenosas (Aluvial) que se detectan a partir de 1,5 m, resultando la cota 416,30 m aproximadamente. La carga última del nivel de suelos granulares sobre los que se apoyarán las zapatas se ha calculado a partir de la formulación propuesta en el CTE para cimentaciones superficiales apoyadas en suelos granulares.

La expresión de cálculo de la tensión admisible es la siguiente:

$$q_{adm} = 12 \cdot N_{spt} \cdot \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B^*} \right) \cdot \left(\frac{S_t}{25} \right) \quad \text{Para } B < 1,2 \text{ m.}$$

$$q_{adm} = 8 \cdot N_{spt} \cdot \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B^*} \right) \cdot \left(\frac{S_t}{25} \right) \cdot \left(\frac{B^* + 0,3}{B^*} \right)^2 \quad \text{Per } B > 1,2 \text{ m.}$$

Donde:

St = Asiento total admisible, en mm.

N_{SPT} = Número de golpes del SPT (valor medio N_{SPT} a $0.5 \cdot B$ por encima de la base de cimentación y de $2 \cdot B$ por debajo de la misma).

B = Ancho de la cimentación (m)

D = Profundidad de base de cimentación (definida en el anejo F del CTE).

$$\left(1 + \frac{D}{3 \cdot B^*}\right) = \text{Valor igual o menor a } 1,3$$

Adoptando un valor del ensayo SPT para las gravas arenosas (Aluvial) de $N_{30}=30$, un ancho de cimentación de tres metros y limitando el asiento a 25 mm se obtiene una tensión admisible de $3,5 \text{ Kg/cm}^2$ apoyando las cimentaciones por debajo de la cota 416,30 m.

Como coeficiente de rozamiento horizontal entre el concreto y el terreno, siguiendo las recomendaciones recogidas en el DESIGN MANUAL 7.02, editado por la NAVFAC (reproducidas parcialmente a continuación), se puede considerar un valor de 0,50.

Tabla 8 Valores del coeficiente de rozamiento horizontal.

Interface Materials	Coefficient of Friction, $\tan \delta$	Friction Angle, δ (degrees)
Mass concrete on the following materials:		
Clean sound rock	0.70	35
Clean gravel, gravel sand mixtures, coarse sand	0.55 to 0.60	29 to 31
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	0.45 to 0.55	24 to 29
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	0.35 to 0.45	19 to 24
Fine sandy silt, nonplastic silt	0.30 to 0.35	17 to 19
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	0.40 to 0.50	22 to 26
Medium stiff and stiff clay and silty clay (masonry on foundation materials has same friction factor)	0.30 to 0.35	17 to 19

FUENTE: Design manual 7.02

De acuerdo con las recomendaciones bibliográficas habituales como coeficiente de balasto vertical podrá adoptarse para la grava arenosa un valor de $(K_{30}) 12 \text{ kg/cm}^3$ para la placa de 30 x 30 centímetros.

Tabla 9 Valores del coeficiente de rozamiento horizontal.

Tabla 1.1
Valores del módulo de deformación E_0 y coeficiente de Balasto K_s .

TIPO DE SUELO	Módulo de deformación E_0 (kg/cm ²)	Coeficiente de Balasto K_s (kg/cm ²)
Suelo fangoso	11,00 a 33,00	0,50 a 1,50
Arena seca o húmeda, suelta (N_{SPT} 3 a 9)	0,16H a 0,48H	1,20 a 3,60
Arena seca o húmeda, media (N_{SPT} 9 a 30)	0,48H a 1,60H	3,60 a 12,00
Arena seca o húmeda, densa (N_{SPT} 30 a 50)	1,60H a 3,20H	12,00 a 24,00
Grava fina con arena fina	1,07H a 1,33H	8,00 a 10,00
Grava media con arena fina	1,33H a 1,60H	10,00 a 12,00
Grava media con arena gruesa	1,60H a 2,00H	12,00 a 15,00
Grava gruesa con arena gruesa	2,00H a 2,66H	15,00 a 20,00
Grava gruesa firmemente estratificada	2,66H a 3,32H	20,00 a 40,00
Arcilla blanda (q_u 0,25 a 0,50 kg/cm ²)	15 a 30	0,65 a 1,30
Arcilla media (q_u 0,50 a 2,00 kg/cm ²)	30 a 90	1,30 a 4,00
Arcilla compacta (q_u 2,00 a 4,00 kg/cm ²)	90 a 180	4,00 a 8,00
Arcilla margosa dura (q_u 4,00 a 10,00 kg/cm ²)	180 a 480	8,00 a 21,00
Marga arenosa rígida	480 a 1000	21,00 a 44,00
Arena de mica y tosco	500 a 2500	22 a 110
Marga	500 a 5000	22 a 2200
Caliza margosa alterada	3500 a 5000	150 a 220
Caliza sana	20000 a 800000	885 a 36000
Granito meteorizado	700 a 200000	30 a 9000
Granito sano	40000 a 800000	1700 a 3600

FUENTE: JIMÉNEZ SALAS, José A.; JUSTO APAÑES, José L.; SERRANO GONZÁLEZ, Alcibíades A. (1981)
Geotecnia y Cimientos III, Capítulo 1. Editorial Rueda

8.2. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS

De forma complementaria se han calculado los asientos que se producirán por el método elástico bajo las cargas recomendadas, empleando la metodología de Schmertmann a partir de los módulos de elasticidad estimados.

Se han estimado los asientos para una cimentación superficial mediante zapatas apoyadas sobre gravas arenosas a 1,7 m de profundidad (Respecto cota ejecución sondeos).

Cabe suponer que los asientos en el nivel de gravas arenosas tendrán lugar a corto plazo dado que se trata de suelos granulares con porcentajes moderados-bajos en fracción fina.

Según la siguiente expresión:

$$S_c = q \sum_{i=1}^n \left(Z_i \frac{I_z}{E} \right)_i$$

Donde:

q : presión de cimentación (3,5 kg/cm²)

Z_i : espesor del estrato "i" (8,5 m gravas arenosas (aluvial))

E : módulo de elasticidad del estrato (400 kg/cm²)

I_z : influencia de la carga a una profundidad "z"

En la siguiente Tabla se resumen los asentos estimados para diversas dimensiones de zapatas (los cálculos se han efectuado de forma conservadora asumiendo una carga de cimentación de 35 Tn/m²):

Tabla 10 Dimensión de Zapatas.

Dimensión Zapata (B x L) (m)	Asientos (cm)
1,0 x 3,0	0,82
1,5 x 3,0	1,1
2,0 x 3,0	1,3
2,5 x 3,0	1,5
3,0 x 3,0	1,7

FUENTE: Elaboración propia

Como se observa en los resultados los asentos son inferiores a una pulgada y por tanto admisibles para la tipología de cimentación propuesta.

En el momento de ejecución de las zapatas se deberá comprobar que el terreno de apoyo se corresponde al nivel recomendado en el presente informe, formado por cantos, gravas y arena, debiendo empotrar la zapata un mínimo de 20 cm en el mismo, que según la información proporcionada por los sondeos correspondería a la cota 416,30 m. En el caso de producirse lluvias durante el proceso se procerá a sanear el fondo de la excavación. Los asentos estimados serán de tipo instantáneo, de forma que la mayor parte se irá produciendo a medida que se construya la estructura. En el anexo 3 se adjuntan los cálculos de los asentos.

8.3. CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES

Los suelos identificados en los sondeos no se consideran susceptibles de presentar fenómenos de colapso ni licuación en caso de sismo dado que se trata de gravas y bolos densos.

De igual modo, la presencia de porcentajes bajos en fracción fina y la nula plasticidad que presentan clasifica a estos suelos como no expansivos.

9. CONSIDERACIONES FINALES

- En base al registro de los sondeos la cimentación de las zapatas de las rampas del puente peatonal se podrá realizar a partir de 1,7 m de profundidad sobre las gravas arenosas aluviales, es decir, por debajo de la cota 416,30 m.
- A partir de dos metodologías de cálculo, se recomienda adoptar un valor de tensión de trabajo admisible de $3,5 \text{ kg/cm}^2$, incrementada en un 30% para las hipótesis más desfavorables del cálculo (sismo); en estas condiciones, se han estimado asientos inferiores a una pulgada.
- Según los cálculos estructurales las cimentaciones finalmente previstas, transmitirán al terreno unas cargas máximas inferiores a $2,6 \text{ kg/cm}^2$ (260 kN/m^2) apoyadas a una cota media 415,4 a 415,2 m aproximadamente, resultando una profundidad de unos 2,5 m desde la superficie. En estas condiciones, los resultados obtenidos y recomendaciones de este Informe geotécnico son válidos para las características finales de la estructura. La profundidad de cimentación, 2,5 m sigue siendo razonable y asumible para una cimentación superficial mediante zapatas. No se considerado necesario realizar análisis de cimentaciones profundas, tipo pilotes o caisson ya que en general requieren empotramientos mínimos de unos 5 a 6 diámetros para poderse considerar como tales.
- En obra se deberán revisar las características del fono de las excavaciones de las zapatas para confirmar que las cimentaciones quedan apoyadas en el nivel de arenas, gravas y cantos que se ha considerado en los cálculos.
- Dada la composición granular del terreno de apoyo no son de prever fenómenos expansivos. Por otro lado tampoco son de prever fenómenos de colapso ni de licuación dada la composición granular gruesa y densa de la unidad de apoyo.
- Como coeficiente de rozamiento horizontal entre el concreto y el terreno se recomienda adoptar un valor de 0,50.
- Como coeficiente de balasto vertical para el nivel aluvial de grava arenosa podrá adoptarse un valor de (K_{30}) 12 kg/cm^3 para la placa de 30 x 30 centímetros.

Anexo 2. Registro sondeos y actas de laboratorio

PROYECTO: PUENTE PEATONAL COLEGIO II DE NOVIEMBRE

LOCALIZACION: LOS PATIOS CUCUTA N. DE SANTANDER

REGISTRO LITOLÓGICO SONDEO PT-5 7°49'28.48"N 72°30'47.29"O

NIVEL FREACTICO:

COTA:

INICIACIÓN: 28-02-2014

TERMINACIÓN: 01-03-2014

OPERADOR: WILLIAN PADILLA M.

TALADRO: PETTY No. 9

PROFUNDIDAD: 10.00 MTS

Hoja 1 de 1

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	LITOLÓGIA	DESCRIPCION	% RECOBRO	R.Q.D.				MUESTRA	CAJA No.	COLUMNA DE AGUA	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
						25	50	75	100				
SPT	NW CASING SHOE NW WIRE LINE CORE BIT NQ	0.00		ARENA AMARILLA DE GRANO FINO, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, HUMEDAD BAJA.	76					1	CAJA No. 1 DE 1	RETORNA EL 75 AL 80%	9-11-12
NQ		0.50											
		1.00											
SPT		1.50		DEPOSITO ALUVIAL: COMPUESTO POR ALGUNOS CANTOS Y GRAVAS ANGULARES Y SUBREDONDEADAS, EN MATRIZ ARENOSA, ALGO ARCILLOSO CAFÉ Y AMARILLA, DENSIDAD Y CONSISTENCIA ALTA, HUMEDAD BAJA, ARENA DE GRANO FINO, MEDIO Y GRUESO.	75					2			14-16-19
		3.00			36					3			35 RECHAZO 7-42 RECHAZO
		4.50			39					4			19-37 RECHAZO
		6.00			34					5			6-13 RECHAZO
		7.50			32					6			38 RECHAZO
		9.00			37					7			15 RECHAZO NO PENETRA
		10.00			39					8			

SH: SHELBY PARA SUELOS COHESIVOS, ARCILLA - LIMO

SPT: PENETRACIÓN ESTANDAR: SUELOS COHESIVOS Y GRANULARES

 AUSCULTAR S.A.S. Ensayos e Ingeniería		 		PERFIL ESTRATIGRAFICO										Código Verdon	AUS_MRL FTD2 1
ENTIDAD CONTRATANTE:		INM										Fecha:	03/01/2014		
PROYECTO:		CONSTRUCCIÓN RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA										FECHA:	21 de marzo de 2014		
APIQUE No.: P.T.5												MARGEN:	Izquierdo		
SECTOR:		LOS PATIOS CUCUTA N. DE 3										ABSCISA:	K0+000		
PROF.(m)	CLASIFICACIÓN		INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMITE			Wm%	GRADACION%			PARAMETROS DE RESISTENCIA		
	U.S.C.S	AASITO				LL	LP.	LP.		GRAVAS	ARENAS	FINOS	Ensayo de penetración estándar (No gol/pla)	Compresión Inconfundida (Kg/cm²)	
PT 5 M 5 [4.50-6.00]	SM	A-1b	0.00		Arena limosa; mezclas arena-limo	0.00	0.00	0.00	13.03	0.68	83.52	15.80	6-10-RECHAZO		
PT 5 M 7 [7.50-9.00]	SM	A-2-4	0.00		Arena limosa; mezclas arena-limo	0.00	0.00	0.00	15.15	1.61	80.77	17.62	15-RECHAZO		



ENSAYOS DE LABORATORIO A LOS MATERIALES EN CAMPO
LIMITES DE CONSISTENCIA INV-E-125-07, INV-E-126-07 Y GRADACION INV-E-123-07

Código	AUS_M6_FT01
Version	1
Fecha	03/01/2014
Página	1 de 1
Aprobó VoBo	R.A.M.B.

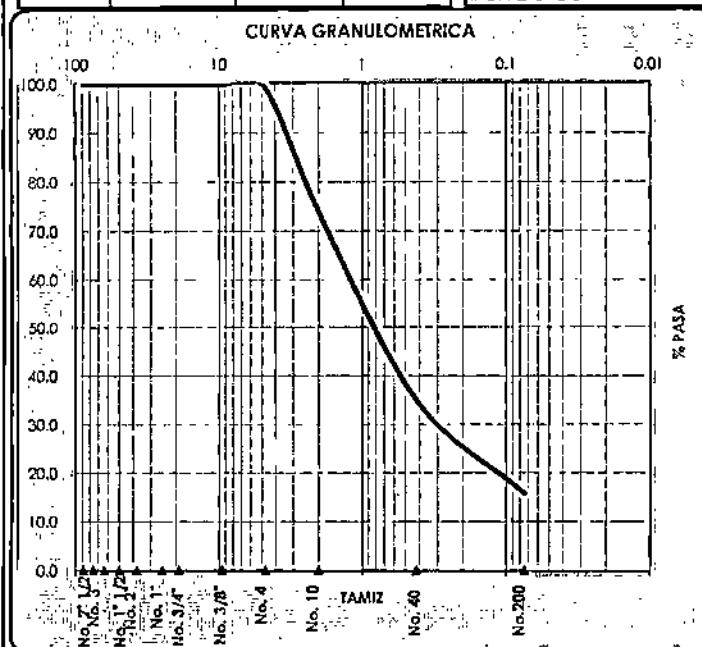
ENTIDAD CONTRATANTE:	TNM	FECHA:	21 de marzo de 2014
PROYECTO:	CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA	PROFUNDIDAD:	DE 4.50 m A 6.00 m
APIQUE No:	P.T.5	Muestra No.:	5
DESCRIPCION MUESTRA:	Arena limosa; mezclas arena-limo; de color Café con velas amarillas; consistencia Alta	FUENTE: VIA	
SECTOR:	LOS PATIOS CUCUTA N. DE SANTANDER	ABSCISA:	LADO:

GRANULOMETRÍA INV-E-123			
Ps =	696.0	PL770 =	0.00 grs
TAMIZ	PESO RETENIDO grs.	% RETENIDO	% QUE PASA
3 1/2"	0.0	0.0	100.0
3"	0.0	0.0	100.0
2 1/2"	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.0	0.0	100.0
3/8"	0.0	0.0	100.0
No. 4	4.7	0.7	99.3
No. 10	176.5	25.4	74.0
No. 40	271.1	39.0	35.0
No. 200	133.7	19.2	15.8
FONDO	110.0	15.8	
		100.0	

LIMITE LIQUIDO INV-E-125			
No. DE GOLPES	0	0	0
RECIPIENTE No.	0	0	0
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	0.00

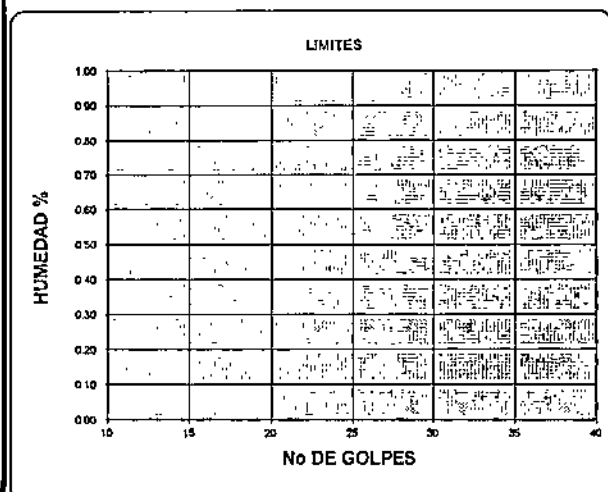
LIMITE PLASTICO INV-E-126			
RECIPIENTE No.	0	0	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	
HUMEDAD NATURAL	13.0		
LIMITE LIQUIDO			
LIMITE PLASTICO			
IND. PLASTICIDAD	NP		

L. DE GRUPO	0
A.A.S.H.T.O.	A-1b
U.S.C.S.	SM



GRADACION	
% Gravas	0.68
% Arenos	83.52
% Finos	15.80

INDICES	
C _u =	-
C _c =	-
Liquidez	-



OBSERVACIONES

GEOTECNOLOGO	V* B* INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA



BC-F 123456789

ENSAYOS DE LABORATORIO A LOS MATERIALES EN CAMPO
LIMITE DE CONSISTENCIA INV-E-125-07, INV-E-126-07 Y GRADACION INV-E-123-07

Código	AUS_MS_FT01
Versión	1
Fecha	03/01/2014
Página	1 de 1
Aproba VoBo	R.A.M.B.

ENTIDAD CONTRATANTE:	TNMA	FECHA:	21 de marzo de 2014		
PROYECTO:	CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA	PROFUNDIDAD:	DE	7.50 m	A 9.00 m
APIQUE No:	P.15	Muestra No.:	7	FUENTE: V/A	
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Arena fínima; mezclas arena-fínima; de color Café con velas amarillas; consistencia Alta				
SECTOR:	LOS PATIOS CUCUTA N. DE SANTANDER	ABSCISA:	LADO:		

GRANULOMETRÍA INV-E-123

Ps =	384.2	Pl.TIO =	0.00 grs
TAMIZ	PESO RETENIDO grs.	% RETENIDO	% QUE PASA
3 1/2"	0.0	0.0	100.0
3"	0.0	0.0	100.0
2" 1/2	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.0	0.0	100.0
3/8"	1.4	0.4	99.6
No. 4	4.8	1.2	98.4
No. 10	24.9	6.5	91.9
No. 40	122.2	31.8	60.1
No. 200	163.2	42.5	17.6
FONDO	67.7	17.6	
		100.0	

LIMITE LIQUIDO INV-E-125

No. DE GOLPES	0	0	0
RECIPIENTE No.	0	0	0
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	0.00

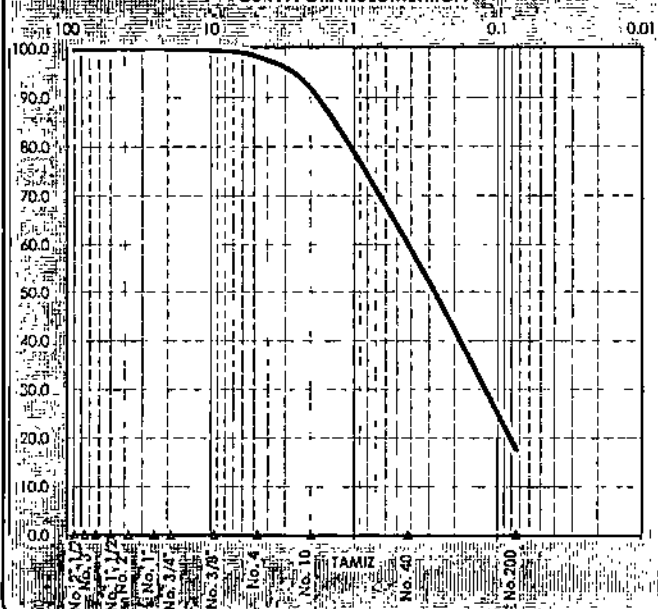
LIMITE PLASTICO INV-E-126

RECIPIENTE No.	0	0
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00

HUMEDAD NATURAL	15.1
LIMITE LIQUIDO	
LIMITE PLASTICO	
IND. PLASTICIDAD	NP

I. DE GRUPO	0
A.A.S.H.T.O.	A-2-4
U.S.C.S.	SM

CURVA GRANULOMETRICA



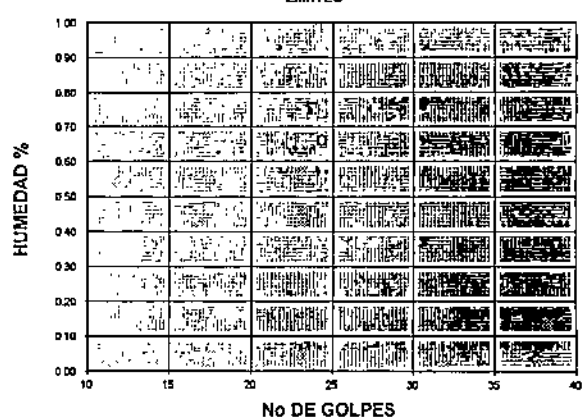
GRADACIÓN

% Gravas	1.61
% Arenas	80.77
% Finos	17.62

INDICES

$C_u =$	-
$C_c =$	-
Liquidez	-

UNITES

**OBSERVACIONES**

GEOTECNOLOGO
JUAN CARLOS ELVIRA

Vº Bº INGENIERO
RICARDO MENDOZA



PROYECTO: PUENTE PEATONAL CUCUTA

LOCALIZACION: COLEGIO II DE NOV. LATERAL DERECHO

REGISTRO LITOLÓGICO SONDEO PT-6 7°49'28.31"N 72°30'46.05"O LOS PATIOS

NIVEL FREACTICO: SECO

COTA:

INICIACIÓN: 22-02-2014

TERMINACION: 26-02-2014

OPERADOR: WILLIAN PADILLA

TALADRO: PETTY No. 5

PROFUNDIDAD: 10.00 MTS

Hoja 1 de 1

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	LITOLOGÍA	DESCRIPCION	% RECOBRO	R.Q.D.				MUESTRA	CAJA No.	COLUMNA DE AGUA	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
						25	50	75	100				
SPT	REVESTIDO CON NW CASING SHOE	0.00		LIMO ARENOSO, MARRON DE GRANO FINO, DENSIDAD Y CONSISTENCIA MEDIA, HUMEDAD MEDIA.	34					1	CAJA No. 1 DE 1		4-4-6
NQ		0.50											
		1.00											
SPT		1.50		DEPOSITO ALUVIAL: COMPUESTO POR CANTOS Y GRAVAS SUBREDONDEADOS, ALTERADOS, DUROS, EN MATRIZ ARENOSA CARMELITA CLARA, DE GRANO MEDIO, COMPACIDAD ALTA.	30					2			7-8-9
		2.00											
		2.50			25					3			11-18-50R
		4.00			18					4			23-45 RECHAZO
		5.50			33					5			GOLPES 8-35 RECHAZO
		7.00			18					6			42 GOLPES RECHAZO
		8.50			17					7			7 GOLPES 39 RECHAZO
		10.00			21					8			35 GOLPES NO PENETRA NO RECOBRA

SH: SHELBY PARA SUELOS COHESIVOS, ARCILLA - LIMO

SPT: PENETRACION ESTANDAR: SUELOS COHESIVOS Y GRANULARES

 AUSCULTAR S.A.S. Ensayos e Ingeniería		 	PERFIL ESTRATIGRAFICO										Código Version	AUS_M8_ PFG2 1	
ENTIDAD CONTRATANTE:		TNM										Fecha	03/02/2014		
PROYECTO:		CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE FEATONAL LOS PATIOS CUCUTA										MARGEN	DERECHO		
APIQUE No.: P.T 6												ABSCISA:	K0+000		
SECTOR:		COLEGIO II DE NOV. LATERA		CALZADA/COSTADO:		DERECHO				GRADACION%			PARAMETROS DE RESISTENCIA.		
PROF.(m)	CLASIFICACIÓN		INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMITE				Wt%	GRADACION%			PARAMETROS DE RESISTENCIA.	
	U.L.C.S	AASHTO				L.L	L.P.	L.P.	GRAVAS		ARENAS	FINOS	Ensayo de penetración estándar (No psi/plg)	Compresión Inconfiada (Tg/cm²)	
PT 6 M 2 [1.00-1.50]	CL	A-6	12.00		Arella de baja plasticidad; arcillas gravosas, arenosas, limosas o magras	40.28	20.44	19.84	9.15	0.00	30.50	69.50	7-8-9		
PT 6 M 6 [5.50-7.00]	SM	A-2-4	0.00		Arena limosa; mezclas arena-limo	0.00	0.00	0.00	15.62	4.97	90.27	14.76	42-RECHAZO		



ENSAYOS DE LABORATORIO A LOS MATERIALES EN CAMPO
LIMITES DE CONSISTENCIA INV-E-125-07, INV-E-126-07 Y GRADACION INV-E-123-07

Código	AUS_MG_FTD1
Versión	1
Fecha	03/03/2014
Página	1 de 1
Aprobo VoBo	R.A.M.B.

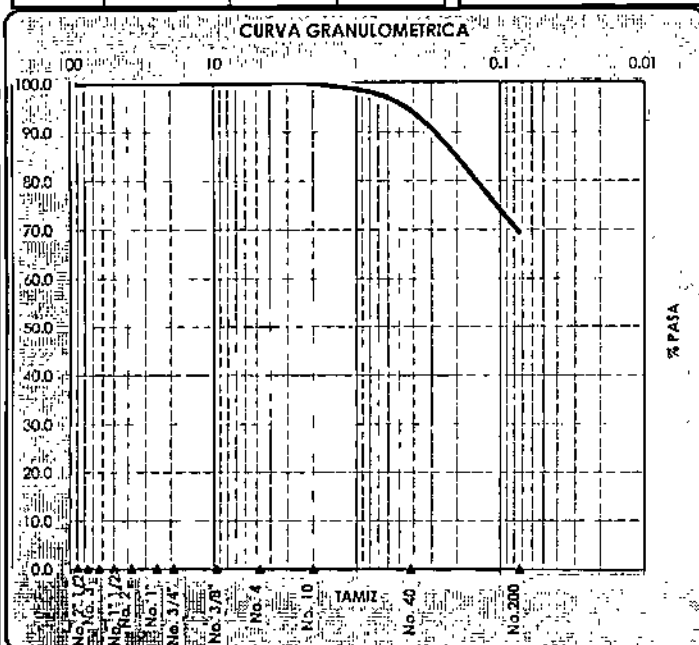
ENTIDAD CONTRATANTE:	TNM	FECHA:	21 de marzo de 2014
PROYECTO:	CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA	PROFUNDIDAD:	DE 1.00 m A 1.50 m
APIQUE No:	P.T.6	Muestra No:	2
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Arcillo de baja plasticidad; arcillas gravosas, arenosas, limosas o magras; de color Café; consistencia Media		
SECTOR:	COLEGIO II DE NOV. LATERAL DERECHO	ABSCISA:	LADO: DERECHO

GRANULOMETRÍA INV-E-123			
Ps =	62.0	Pl.710 =	0.00 grs
TAMIZ	PESO RETENIDO grs.	% RETENIDO	% QUE PASA
3 1/2"	0.0	0.0	100.0
3"	0.0	0.0	100.0
2 1/2"	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.0	0.0	100.0
3/8"	0.0	0.0	100.0
No. 4	0.0	0.0	100.0
No. 10	0.0	0.0	100.0
No. 40	3.4	5.5	94.5
No. 200	15.5	25.0	69.5
FONDO	43.1	69.5	
		100.0	

LÍMITE LÍQUIDO INV-E-125			
No. DE GOLPES	35	25	15
RECIPIENTE No.	65	276	767
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	31.48	34.31	36.18
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	24.53	26.01	26.96
PESO DEL AGUA (grs)	6.95	8.30	9.22
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	5.90	5.70	5.83
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	18.63	20.31	21.13
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	37.31	40.67	43.63

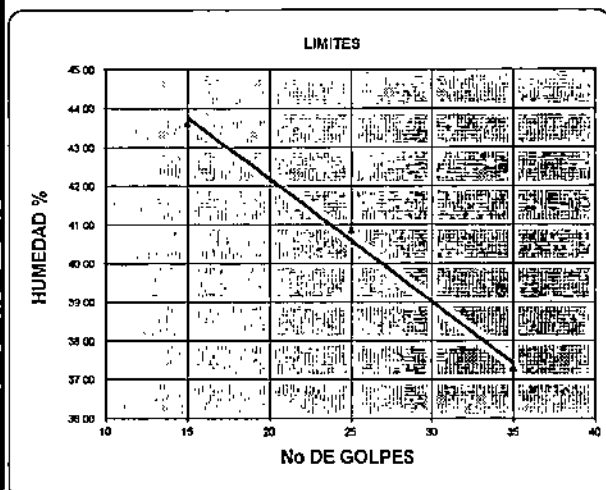
LÍMITE PLÁSTICO INV-E-126			
RECIPIENTE No.	134	164	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	13.45	15.47	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	11.92	13.62	
PESO DEL AGUA (grs)	1.53	1.85	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	4.40	4.61	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	7.52	9.01	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20.35	20.53	
HUMEDAD NATURAL	9.1		
LÍMITE LÍQUIDO	40.28		
LÍMITE PLÁSTICO	20.44		
IND. PLÁSTICIDAD	19.84		

L. DE GRUPO	12
A.A.S.H.T.O.	A-6
U.S.C.S.	CL



GRADACIÓN	
% Gravas	0.00
% Arenas	30.50
% Finos	69.50

ÍNDICES	
C _u =	-
C _c =	-
Liquidez	-



OBSERVACIONES

GEOTECNOLOGO	Vº Bº INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA

ENSAYOS DE LABORATORIO A LOS MATERIALES EN CAMPO
LÍMITES DE CONSISTENCIA INV-E-125-07, INV-E-126-07 Y GRADACIÓN INV-E-123-07

Código	AUS_MG_FT01
Versión	1
Fecha	03/01/2014
Página	1 de 1
Aproba VoBo	R.A.M.B.

ENTIDAD CONTRATANTE: TNM

FECHA: 21 de marzo de 2014

ENTIDAD CONTRATANTE:	MDM
PROYECTO:	CONSTRUCCION RAMPA\$ PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA

PROFUNDIDAD:	DE	5.50 m	A	7.00 m
--------------	----	--------	---	--------

APIQUE No:	P.T. 6	Muestra No.:	6
------------	--------	--------------	---

FUENTE: VIA

DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Arena limosa: mezcla arena-limo: de color Café: consistencia Alta
----------------------	---

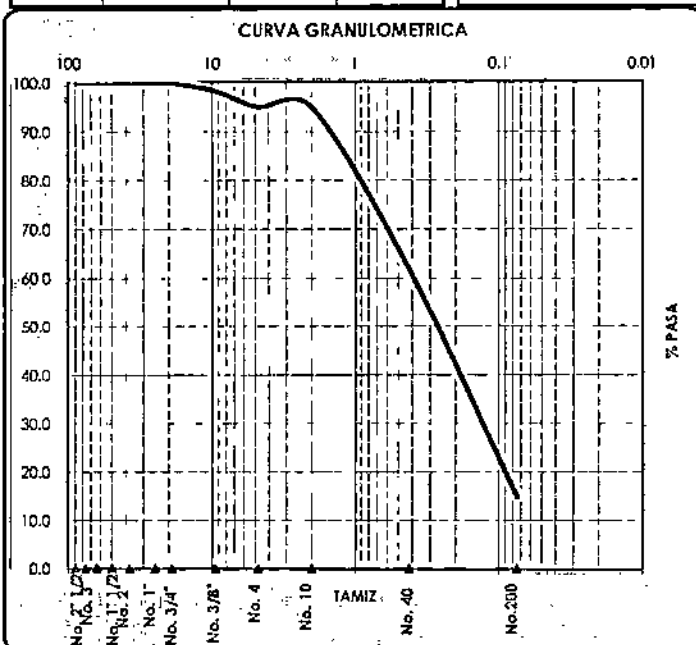
ABSCISA:

LADO: DERECHO

GRANULOMETRIA INV-E-123			
Ps =	390.5	PLTIO =	0.00 grs
TAMIZ	PESO RETENIDO grs.	% RETENIDO	% QUE PASA
3 1/2"	0.0	0.0	100.0
3"	0.0	0.0	100.0
2" 1/2	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.0	0.0	100.0
3/8"	6.4	1.6	98.4
No. 4	13.0	3.3	95.0
No. 10	0.1	0.0	95.0
No. 40	129.3	33.1	61.9
No. 200	184.1	47.1	14.8
FONDO	57.6	14.8	
		100.0	

LÍMITE LÍQUIDO INV-E125			
No. DE GOLPES	0	0	0
RECIPIENTE No.	0	0	0
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	0.00

LIMITE PLASTICO INV-E-126			
RECIPiente No.	0	0	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	
HUMEDAD NATURAL	15.6		
LIMITE LIQUIDO			
LIMITE PLASTICO			
IND. PLASTICIDAD	NP		
		I. DE GRUPO	0
		A.A.S.H.T.O.	A-2-4
		U.S.C.S.	SM



GRADACIÓN	
% Gravas	4.97
% Arenas	80.27
% Finos	14.76

INDICES	
$C_u =$	-
$C_c =$	-
Liquidez	-

Gráfico de dispersión que muestra la relación entre el número de golpes (eje horizontal) y el límite de humedad (eje vertical). El eje horizontal, etiquetado como 'No DE GOLPES', varía de 10 a 40. El eje vertical, etiquetado como 'HUMEDAD %', varía de 0.00 a 1.00. El gráfico está dividido en una cuadrícula de 10x10. Los datos se representan por puntos dispersos, mostrando una clara tendencia de que a mayor número de golpes, menor es el límite de humedad.

OBSERVACIONES

GEOTECNOLOGO
JUAN CARLOS ELVIRA

V° B° INGENIERO
RICARDO MENDOZA

**AUSCULTAR S.A.S.**

Ensayos e Ingeniería

PROYECTO: PUENTE PEATONAL CUCUTA

LOCALIZACION: COLEGIO II DE NOV. LATERAL DERECHO

REGISTRO LITOLÓGICO SONDEO PT-7 7°49'28.47"N 72°30'46.57"O

NIVEL FREACTICO: SECO

COTA:

INICIACIÓN: 26-02-2014

TERMINACION: 02-03-2014

OPERADOR: WILLIAN PADILLA

TALADRO: PETTY No. 5

PROFUNDIDAD: 10.00 MTS

Hoja 1 de 1

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	LITOLÓGIA	DESCRIPCION	% RECUBRO	R.Q.D.				MUESTRA	CAJA No.	COLUMNA DE AGUA	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
						25	50	75	100				
SPT	WIRE LINE CORE BIT NQ REVESTIDO CON NW CASING SHOE	0.00		LIMO ARENOSO HABANO DE GRANO FINO Y MEDIO, DENSIDAD Y CONSISTENCIA MEDIA.	49					1	CAJA No. 1 DE 1		4-7-9
NQ		0.50											
		1.00											
SPT		1.50		CANTOS Y GRAVAS ANGULARES Y SUBREDONDEADOS DE ARENISCA Y CUARCITA, EN MATRIZ ARENOSA, DE GRANO MEDIO, COMPACTIDAD ALTA.	62					2			12-17-50R
		3.00			21					3			
		4.50			24					4			7-35 RECHAZO
		6.00		DEPOSITO ALUVIAL: CANTOS Y GRAVAS SUBREDONDEADOS DE ARENISCA Y CUARCITA, ALTERADAS, DURAS, EN MATRIZ ARENOSA.	27					5			33 NO PENETRA RECHAZO
		7.50			23					6			7-23 RECHAZO
		9.00		DEPOSITO ALUVIAL: CANTOS Y GRAVAS ANGULARES Y SUBREDONDEADOS DE ARENISCA Y CUARCITA ALTERADAS, DURAS, EN MATRIZ ARENOSA	25					7			33 GOLPES RECHAZO
		10.00		CARMELITA, COMPACTIDAD ALTA, HUMEDAD BAJA.	26					8			23 GOLPES NO PENETRA RECHAZO

SH: SHELBY PARA SUELOS COHESIVOS, ARCILLA - LIMO

SPT: PENETRACION ESTANDAR: SUELOS COHESIVOS Y GRANULARES

 AUSCULTAR S.A.S. Ensayos e Ingeniería		 	PERFIL ESTRATIGRAFICO										Código AUS_AG_ PT02	
												Versión 1		
ENTIDAD CONTRATANTE:		TNM										Fecha:	03/01/2014	
PROYECTO:		CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA										FECHA:	21 de marzo de 2014	
APIQUE No.: P.7		Derecho										MARGEN:	Derecho	
SECTOR:		COLEGIO II DE NOV. LATERO										ABSCISA:	KD+000	
PROF.(m)	CLASIFICACIÓN		INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	Derecho			Wt%	GRADACION%			PARAMETROS DE RESISTENCIA	
	B.S.C.S	AASITO				L.L	L.P.	L.P.		GRAVAS	ARENAS	FINOS	Ensayo de penetración estándar (No gol/pla)	Compresión (confundido) (Kg/cm²)
PT 7 M.4 (3.00-4.50)	SP - SM	A-2-4	0.00		arena limosa mal graduada	0.00	0.00	0.00	18.06	2.29	86.03	11.68	7-35-RECHAZO	

ENSAYOS DE LABORATORIO A LOS MATERIALES EN CAMPO LIMITES DE CONSISTENCIA INV-E-125-07, INV-E-126-07 Y GRADACION INV-E-123-07		Codigo	AUS_M6_FT01
		Version	1
		Fecha	03/01/2014
		Pagina	1 de 1
		Aprobo VoBo	R.A.M.B.

ENTIDAD CONTRATANTE:	TNM	FECHA:	21 de marzo de 2014
PROYECTO:	CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA	PROFUNDIDAD:	DE 3.00 m A 4.50 m
APIQUE No:	P.17	Muestra No.:	4
DESCRIPCION MUESTRA:	Arena limosa mal gradada; consistencia Alta		
SECTOR:	COLEGIO II DE NOV. LATERAL DERECHO	ABSCISA:	LADO: DERECHO

GRANULOMETRIA INV-E-123			
Ps =	340.0	Pt.110 =	0.00 g/s
TAMIZ	PESO RETENIDO grs.	% RETENIDO	% QUE PASA
3 1/2"	0.0	0.0	100.0
3"	0.0	0.0	100.0
2 1/2"	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.0	0.0	100.0
3/8"	3.2	0.9	99.1
No. 4	4.6	1.4	97.7
No. 10	6.4	1.9	95.8
No. 40	70.6	20.8	75.1
No. 200	215.5	63.4	11.7
FONDO	39.7	11.7	
		100.0	

LIMITE LIQUIDO INV-E-125			
No. DE GOLPES	0	0	0
RECIPIENTE No.	0	0	0
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	0.00

LIMITE PLASTICO INV-E-126			
RECIPIENTE No.	0	0	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	
HUMEDAD NATURAL	18.1		
LIMITE LIQUIDO			
LIMITE PLASTICO			
IND. PLASTICIDAD	NP		

I. DE GRUPO	0
A.A.S.H.T.O.	A-2-4
U.S.C.S.	SP - SM

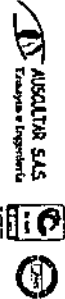
GRADACION	
% Gravas	2.29
% Arenas	86.03
% Finos	11.68

INDICES	
C _u =	5.3
C _c =	1.4
Liquidez	-

LIMITES	
HUMEDAD %	No DE GOLPES
100	10
90	15
80	20
70	25
60	30
50	35
40	40
30	
20	
10	
00	

OBSERVACIONES	

GEOTECNOLOGO JUAN CARLOS ELVIRA	Vº Bº INGENIERO RICARDO MENDOZA
------------------------------------	------------------------------------

		DETERMINACION DEL INDICE DE RESISTENCIA A LA CARGA PUNTUAL NLT-252/91	
Código	AUS-DC-FT083	Version	1
Fecha	03/01/2014	Logro	1 de 1
Aprobó	1660	RAJALR	

ENTIDAD CONTRATANTE: TNM

PROYECTO:	CONSTRUCCION RAMPA DE PUEBLO LOS PATIOS CUCUTA	PROFUNDIDAD:	9.00-10.0
SONDEO No	PT.7	MUESTRA N	8
FECHA:	20/03/2014	ABSCISA:	

No Ensayo	Tipo	W (mm)	D (mm)	P (Kn)	D ² (mm ²)	D ₁ (mm)	I ₁	F	I ₁ (50)
1	i Par								
2	i Par								
3	i Par								
4	i Par								
5	i Par								
6	i Par								
7	i Par								
8	i Par								
9	i Par								
10	i Par								
1	a								
2	a								
3	a								
4	a								
5	a								
6	a								
7	a								
8	a								
9	a								
10	a								
1	b Par	30.0	46.00	13.660	1757	41.92	7.77	0.924	7.18
2	b Par	44.0	49.00	9.760	2745	52.39	3.56	1.021	3.63
3	b Par								
4	b Par								
5	b Par								
6	b Par								
7	b Par								
8	b Par								
9	b Par								
10	b Par								
1	d npd								
2	d npd								
3	d npd								
4	d npd								
5	d npd								
6	d npd								
7	d npd								
8	d npd								
9	d npd								
10	d npd								
1	d per		48.00	12.830	2304	48.00	5.57	0.982	5.57
2	d per								
3	d per								
4	d per								
5	d per								
6	d per								
7	d per								
8	d per								
9	d per								
10	d per								

d diametral	Valor medio I ₁ (50) per	5.41
a axial	Valor medio I ₁ (50) per	5.57
b bloque	I ₁ (50)	0.97

i fragmento
per perpendicular
ppd paralelo al plano de debilidad

GEOTECNOLOGO	VºBº INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA

PROYECTO: PUENTE PEATONAL II DE NOVIEMBRE
 LOCALIZACION: LOS PATIOS CUCUTA N. DE SANTANDER
 REGISTRO LITOLÓGICO SONDEO PT-8 7°49'28.84"N 72°30'47.22"O
 NIVEL FREATICO: SECO
 COTA:
 INICIACIÓN: 03-03-2014
 TERMINACIÓN: 04-03-2014

OPERADOR: WILLIAN PADILLA M.
 TALADRO: PETTY No. 9
 PROFUNDIDAD: 10.00 MTS
 Hoja 1 de 1

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	LITOLOGÍA	DESCRIPCION	% RECUBRO	R.Q.D.				MUESTRA	CAJA No.	COLUMNA DE AGUA	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
						25	50	75	100				
SPT	NW CASING SHOE NW	0.00		DEPOSITO ALUVIAL: CANTOS Y GRAVAS ANGULARES Y SUBREDONDEADOS, EN MATRIZ ARENOSA, ALGO ARCILLOSA CAFÉ Y AMARILLA, COMPACIDAD ALTA, HUMEDAD BAJA.	72					1	CAJA No. 1 DE 1	RETORNA EL 80 AL 85%	8-10-11
NQ		0.50											
		1.00											
SPT		1.50			76					2			13-15-17
		3.00			32					3			25 GOLPES RECHAZO
		4.50			34					4			17-35 RECHAZO
		6.00			36					5			39 GOLPES RECHAZO
		7.50		DEPOSITO ALUVIAL: CANTOS Y GRAVAS ANGULARES Y SUBREDONDEADOS DE ROCAS SEDIMENTARIAS Y METAMORFICAS, DURAS, EN MATRIZ ARENOSA CAFÉ CLARA DE COMPACIDAD ALTA, CONSOLIDADAD.	36					6			17 GOLPES NO PENETRA
		9.00			38					7			
		10.00			39					8			25 GOLPES NO PENETRA

SH: SHELBY PARA SUELOS COHESIVOS, ARCILLA - LIMO
 SPT: PENETRACION ESTANDAR: SUELOS COHESIVOS Y GRANULARES

 AUSCULTAR S.A.S. Ensayos e Ingeniería		 		PERFIL ESTRATIGRAFICO										Código Versión	AUS_M6_ PT02 1
ENTIDAD CONTRATANTE:		INM										Fecha:		02/01/2014	
PROYECTO:		CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA										FECHA:		21 de marzo de 2014	
APIQUE No.: P.T 8												MARGEN:		Izquierdo	
SECTOR:		LOS PATIOS CUCUTA N. DE 1										ABSCISA:			
PROF.(m)	CLASIFICACIÓN		INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMITEZ			W _{0.5}	GRADACION%			PARAMETROS DE RESISTENCIA		
	U.C.C.S	AASITO				LL	L.P.	L.F.		GRAVAS	ARENAS	FINOS	Ensayo de penetración estándar (No gal/pla)	Compresión Inconfiada (Kg/cm²)	
PT 8 M 6 (6.00-7.50)	SP-SM	A-3	0.00		Arena limosa mal gradada	0.00	0.00	0.00	19.85	0.25	93.54	6.20	17-RECHAZO		

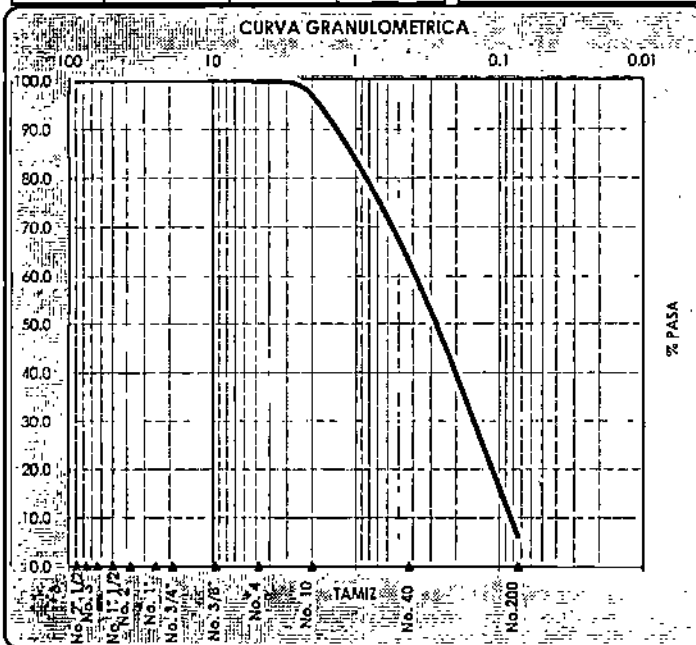
ENTIDAD CONTRATANTE:	TNM	FECHA:	21 de marzo de 2014		
PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA	PROFUNDIDAD:	DE	6.00 m	A 7.50 m
APIQUE No:	P.TB	Muestra No.:	6		
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Fuente: VIA				
SECTOR:	Areno limosa mal gradada; de color Café; consistencia Alta				
	LOS PATIOS CUCUTA N. DE SANTANDER	ABSCISA:	LADO:		

GRANULOMETRÍA INV-E-123			
Ps =	464.6	PLTIO =	0.00 grs
TAMIZ	PESO RETENIDO grs.	% RETENIDO	% QUE PASA
3 1/2"	0.0	0.0	100.0
3"	0.0	0.0	100.0
2" 1/2	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.0	0.0	100.0
3/8"	0.0	0.0	100.0
No. 4	1.2	0.3	99.7
No. 10	13.1	2.8	96.9
No. 40	159.1	34.2	62.7
No. 200	262.4	56.5	6.2
FONDO	28.8	6.2	
		100.0	

LIMITE LIQUIDO INV-E-125				
No. DE GOLPES	0	0	0	
RECIPIENTE No.	0	0	0	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	0.00	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	0.00	

LIMITE PLASTICO INV-E-126			
RECIPiente No.	0	0	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	
HUMEDAD NATURAL	19.8		
LIMITE LIQUIDO			
LIMITE PLASTICO			
IND. PLASTICIDAD	NP		

I. DE GRUPO	0
A.A.S.H.T.O.	A-3
U.S.C.S.	SP - SM



GRADACIÓN	
% Gravas	0.26
% Arenas	93.54
% Finos	6.20

INDICES	
$C_u =$	4.1
$C_c =$	1.2
Liquidez	-

OBSERVACIONES

GEOTECNOLOGO
JUAN CARLOS ELVIRA

V° 8° INGENIERO
RICARDO MENDOZA

 AUSCULTAR S.A.S. Ensayos e Ingeniería	 	DETERMINACION DEL INDICE DE RESISTENCIA A LA CARGA PUNTUAL NLT-252/91		Codigo AUS_RC_FT083
		Version	1	
		Fecha	03/01/2014	
		Página	1 de 1	
		Aprobó	R.A.M.B.	

ENTIDAD CONTRATANTE: TNM

PROYECTO: CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA

SONDEO No PT 8

MUESTRA N 5

PROFUNDIDAD: 4.50-6.0

FECHA: 20/03/2014

ABSCISA: 0

No Ensayo	Tipo	W (mm)	D (mm)	P (Kn)	D _s ² (mm ²)	D _s (mm)	I _s	F	I _s (50)
1	i Par								
2	i Par								
3	i Par								
4	i Par								
5	i Par								
6	i Par								
7	i Par								
8	i Par								
9	i Par								
10	i Par								
1	a								
2	a								
3	a								
4	a								
5	a								
6	a								
7	a								
8	a								
9	a								
10	a								
1	b Par	398.0	47.00	10.740	23817	154.33	0.45	1.661	0.75
2	b Par	25.0	36.00	9.060	1146	33.85	7.91	0.839	6.63
3	b Par								
4	b Par								
5	b Par								
6	b Par								
7	b Par								
8	b Par								
9	b Par								
10	b Par								
1	d ppd								
2	d ppd								
3	d ppd								
4	d ppd								
5	d ppd								
6	d ppd								
7	d ppd								
8	d ppd								
9	d ppd								
10	d ppd								
1	d per								
2	d per								
3	d per								
4	d per								
5	d per								
6	d per								
7	d per								
8	d per								
9	d per								
10	d per								

d diametral

a axial

b bloque

l fragmento

per perpendicular

ppd paralelo al plano de debilidad

Valor medio I_s (50) par

3.69

Valor medio I_s (50) per

I_s (50)

GEOTECNOLOGO	VºBº INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA

Anexo 3. Memoria de Cálculo

CÁLCULO CARGA ÚLTIMA

PRESIÓN DE CIMENTACIÓN EN SUELOS GRANULARES

Para $B \geq 1,2 \text{ m}$ $Q_{adm} = N_{spt} 8 (S / 25) (1 + 0,3 / B)^2 (1 + 0,33 D / B)$

Para $B < 1,2 \text{ m}$ $Q_{adm} = N_{spt} 12 (S / 25) (1 + 0,33 D / B)$

donde:

Q_{adm} = Carga máxima admisible (kN/m²)

N_{spt} = Valor de N en el ensayo SPT

B = Ancho de la cimentación (m)

D = Profundidad de empotramiento de la cimentación (m)

S = Asiento en mm

Por lo tanto:

N = 30 Valor de N a emplear

B = 3 Ancho de la cimentación (m)

D = 1,7 Profundidad de empotramiento de la cimentación (m)

S = 25,0 Asiento en mm

$$Q_{adm} = 344,7 \text{ kN/m}^2 = 3,51 \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DE ASIENTOS

LADO CORTO ZAPATA (O DIÁMETRO) (m): 1

LADO LARGO ZAPATA (O DIÁMETRO) (m): 3

Presión de cimentación (kg/cm²): 3,5

ASIENTO (cm) 0,82

PERFIL DEL TERRENO				
LITOLOGÍA	PROFUNDIDAD BAJO ZAPATA (m)		MÓDULO DE ELASTICIDAD (kg/cm ²)	ASIENTO (cm)
	INICIO	FINAL		
NIVEL 1	0	1	400	0,41
NIVEL 2	1	1,5	400	0,18
NIVEL 3	1,5	2	400	0,13
NIVEL 4	2	2,5	400	0,08
NIVEL 5	2,5	3	400	0,02
NIVEL 6	3	3,5	400	0,00
NIVEL 7	3,5	4	400	0,00
NIVEL 8	4	5	400	0,00
NIVEL 9	5	7	400	0,00
NIVEL 10	7	8,5	400	0,00

Ref. Cálculo por el método de Schmertmann, según "Soil mechanics in engineering practice", pag 400

LADO CORTO ZAPATA (O DIÁMETRO) (m): 1,5
LADO LARGO ZAPATA (O DIÁMETRO) (m): 3

Presión de cimentación (kg/cm²): 3,5

ASIENTO (cm) 1,09

PERFIL DEL TERRENO				
LITOLOGÍA	PROFUNDIDAD BAJO ZAPATA (m)		MÓDULO DE ELASTICIDAD (kg/cm ²)	ASIENTO (cm)
	INICIO	FINAL		
NIVEL 1	0	1	400	0,39
NIVEL 2	1	1,5	400	0,22
NIVEL 3	1,5	2	400	0,18
NIVEL 4	2	2,5	400	0,14
NIVEL 5	2,5	3	400	0,10
NIVEL 6	3	3,5	400	0,05
NIVEL 7	3,5	4	400	0,01
NIVEL 8	4	5	400	0,00
NIVEL 9	5	7	400	0,00
NIVEL 10	7	8,5	400	0,00

Ref. Cálculo por el método de Schmertmann, según "Soil mechanics in engineering practice", pag 400

LADO CORTO ZAPATA (O DIÁMETRO) (m): 2
LADO LARGO ZAPATA (O DIÁMETRO) (m): 3

Presión de cimentación (kg/cm²): 3,5

ASIENTO (cm) 1,32

PERFIL DEL TERRENO				
LITOLOGÍA	PROFUNDIDAD BAJO ZAPATA (m)		MÓDULO DE ELASTICIDAD (kg/cm ²)	ASIENTO (cm)
	INICIO	FINAL		
NIVEL 1	0	1	400	0,35
NIVEL 2	1	1,5	400	0,24
NIVEL 3	1,5	2	400	0,21
NIVEL 4	2	2,5	400	0,17
NIVEL 5	2,5	3	400	0,14
NIVEL 6	3	3,5	400	0,10
NIVEL 7	3,5	4	400	0,07
NIVEL 8	4	5	400	0,04
NIVEL 9	5	7	400	0,00
NIVEL 10	7	8,5	400	0,00

Ref. Cálculo por el método de Schmertmann, según "Soil mechanics in engineering practice", pag 400

LADO CORTO ZAPATA (O DIÁMETRO) (m): 2,5
LADO LARGO ZAPATA (O DIÁMETRO) (m): 3

Presión de cimentación (kg/cm²): 3,5

ASIENTO (cm) 1,53

LITOLOGÍA	PERFIL DEL TERRENO PROFUNDIDAD BAJO ZAPATA (m)		MÓDULO DE ELASTICIDAD (kg/cm ²)	ASIENTO (cm)
	INICIO	FINAL		
NIVEL 1	0	1	400	0,32
NIVEL 2	1	1,5	400	0,25
NIVEL 3	1,5	2	400	0,23
NIVEL 4	2	2,5	400	0,20
NIVEL 5	2,5	3	400	0,17
NIVEL 6	3	3,5	400	0,14
NIVEL 7	3,5	4	400	0,10
NIVEL 8	4	5	400	0,11
NIVEL 9	5	7	400	0,01
NIVEL 10	7	8,5	400	0,00

Ref. Cálculo por el método de Schmertmann, según "Soil mechanics in engineering practice", pag 400

LADO CORTO ZAPATA (O DIÁMETRO) (m): 3
LADO LARGO ZAPATA (O DIÁMETRO) (m): 3

Presión de cimentación (kg/cm²): 3,5

ASIENTO (cm) 1,71

LITOLOGÍA	PERFIL DEL TERRENO PROFUNDIDAD BAJO ZAPATA (m)		MÓDULO DE ELASTICIDAD (kg/cm ²)	ASIENTO (cm)
	INICIO	FINAL		
NIVEL 1	0	1	400	0,29
NIVEL 2	1	1,5	400	0,23
NIVEL 3	1,5	2	400	0,25
NIVEL 4	2	2,5	400	0,22
NIVEL 5	2,5	3	400	0,19
NIVEL 6	3	3,5	400	0,16
NIVEL 7	3,5	4	400	0,13
NIVEL 8	4	5	400	0,18
NIVEL 9	5	7	400	0,06
NIVEL 10	7	8,5	400	0,00

Ref. Cálculo por el método de Schmertmann, según "Soil mechanics in engineering practice", pag 400



PROYECTO

ESTUDIOS Y DISEÑOS

PROYECTO DE CONCESIÓN,

AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER



MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
Versión 0

RAMPAS PUENTE PEATONAL 11 NOVIEMBRE

Y

MURO SENDERO PEATONAL

CÚCUTA-NORTE DE SANTANDER., ABRIL 28 DE 2014

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	4
2	ESTUDIOS PREVIOS	4
3	NORMAS DE DISEÑO	5
4	RAMPAS DE ACCESO PUENTE ONCE DE NOVIEMBRE	5
4.1	PLANTA Y PERFIL ESTRUCTURAL DE LAS RAMPAS	6
4.2	SECCION TRANSVERSAL DE LA VIGA T	7
4.3	COLUMNAS	7
4.4	PARÁMETROS DE ANALISIS Y DISEÑO	8
4.4.1	MATERIALES	8
4.4.2	Acero de Refuerzo	8
4.5	EVALUACIÓN DE CARGAS	8
4.5.1	Carga Muerta	8
4.5.2	Carga Viva Peatonal	9
4.5.3	Cargas por Sismo	9
4.5.4	Carga de Viento	10
4.5.5	Fuerzas Térmicas	10
4.6	COMBINACIONES DE CARGA	11
4.7	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	12
4.8	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO	13
4.8.1	Diseño Rampa 1	13
4.8.2	Diseño Rampa 2	24
4.9	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS	34
4.10	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ZAPATAS	38
4.10.1	Diseño de Zapatas – Rampa 1	42
4.10.2	Diseño de Zapatas – Rampa 2	63
4.11	CALCULO DE DEFLEXIONES	78

4.12	CHEQUEO DE LA FRECUENCIA DE LA ESTRUCTURA	79
4.13	DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO	80
4.13.1	Neoprenos Rampa 1.....	80
4.13.2	Neoprenos Rampa 2.....	81
4.14	DISEÑO DE BORDILLOS POR METRO	83
5	MURO SENDERO EN CONCRETO REFORZADO	84
5.1	ALCANCE	84
5.2	METODOLOGÍA.....	84
5.3	MATERIALES.....	84
5.4	EVALUACIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.....	85
5.4.1	Cargas en Superficie	85
5.4.2	Parámetros del Suelo	85
5.4.3	Combinaciones de Carga.....	87
5.5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL	88
5.5.1	Diseño Muros con altura entre los 2.5 y los 5.0 metros.....	88

TABLA DE CONTENIDO DE FIGURAS

Figura 1. Localización Rampas Pte. Peatonal 11 Noviembre y Muro Sendero Peatonal	4
Figura 2. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 1	6
Figura 3. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 2	6
Figura 4. Sección Transversal	7
Figura 5. Geometría de las Columnas	7
Figura 6. Espectro de Diseño	9
Figura 7. Modelo General de las Estructuras	12
Figura 8. Numeración de los Nodos de Apoyo - Modelo	38
Figura 9. Deflexión Máxima por Carga Viva en Viga	78
Figura 10. Deflexión Máxima por Cargas Muertas en Viga	79
Figura 11. Empujes Considerados en el Análisis	86

1 INTRODUCCIÓN

En la presente memoria se describen los cálculos realizados para el diseño estructural y la elaboración de los planos de dos obras: las rampas de acceso al puente peatonal Once de Noviembre sobre la vía a los Patios ubicado entre las Carreras 12 y 13 y el muro de contención para el sendero que permite la circulación peatonal desde el andén existente cerca del acceso a la urbanización Juana Paula con el andén localizado frente al parque recreacional en cercanías con la redoma Pinar del Río. Estas obras se sitúan al Sur de la ciudad de Cúcuta, departamento de Norte de Santander.

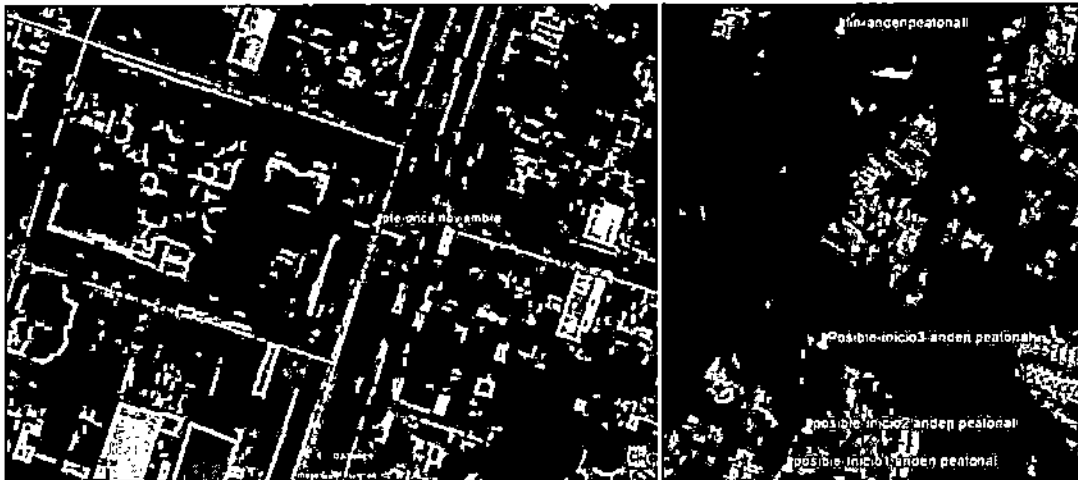


Figura 1. Localización Rampas Pte. Peatonal 11 Noviembre y Muro Sendero Peatonal

2 ESTUDIOS PREVIOS

- **Suelos y Geotecnia:** La información utilizada fue tomada del estudio de suelos suministrado.
- **Topografía y Diseño Geométrico Vial:** La topografía y el diseño geométrico adoptado para el proyecto fueron suministrados por el consorcio.
- **Diseño Arquitectónico:** La información utilizada fue tomada del diseño arquitectónico y de urbanismo suministrado.

3 NORMAS DE DISEÑO

- Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 1995(CCP 200).
- Standard Specification for Design of Pedestrian Bridges 1997(AASHTO).
- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)

4 RAMPAS DE ACCESO PUENTE ONCE DE NOVIEMBRE

Las estructuras de las rampas 1 y 2 de acceso al puente Once de noviembre en general contemplan longitudes totales de 83.5 m y 78.5 m de longitud respectivamente. Las rampas 1 y 2 están constituidas por diez y ocho vanos respectivamente, desde el inicio a nivel del andén y entre ejes de columnas, hasta la llegada al puente existente. El ancho de las rampas es de 1.80 m, que comprende el paso peatonal de 1.50 m y dos bordillos externos de 0.15 m de ancho, donde se anclan las barandas metálicas.

El sistema de construcción de las rampas, se plantea in situ sobre cimbra con un tablero compuesto por una viga de 0.60 m de altura, la cual comprende la losa de 0.20 m de espesor en concreto reforzado. Esta viga es continua de sección T y altura constante. Tanto el ancho inferior de la viga de 0.70 m, como el de la losa superior de 1.80 m permanecen constantes en toda su longitud.

La viga continua de las rampas quedará apoyada sobre las columnas, en su mayoría de forma monolítica con las mismas y en algunos casos, simplemente apoyada con almohadillas de neopreno reforzado. La cimentación de cada columna será superficial sobre zapatas aisladas, de acuerdo con el estudio de suelos suministrado.

Durante la construcción de las zapatas, el ingeniero geotécnico deberá comprobar el nivel del estrato portante para fundación.

4.1 PLANTA Y PERFIL ESTRUCTURAL DE LAS RAMPAS

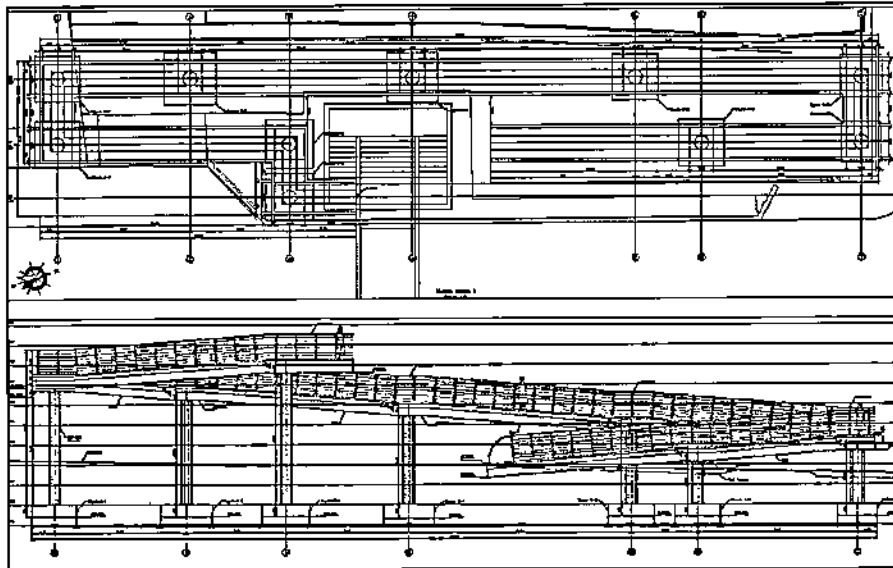


Figura 2. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 1

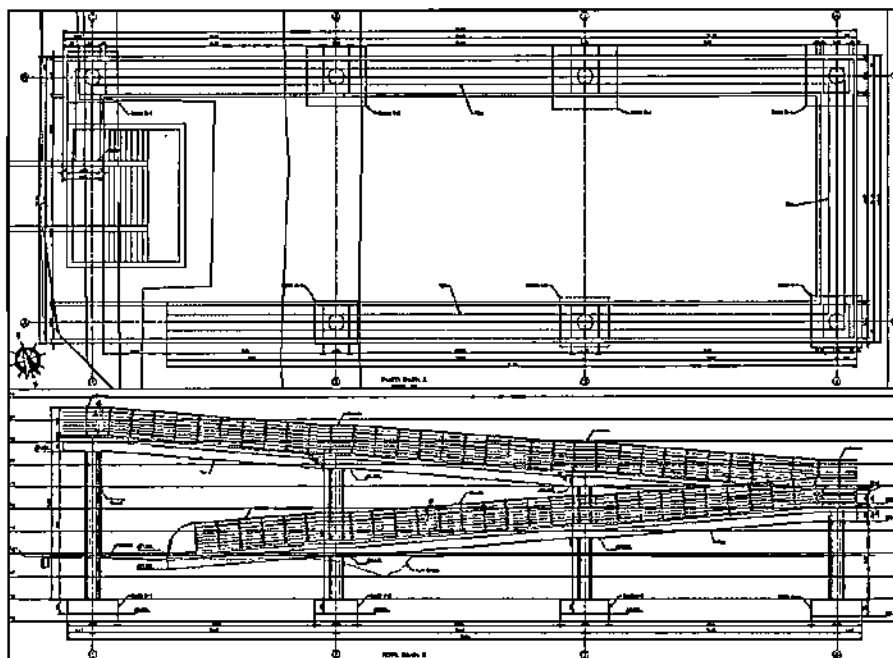


Figura 3. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 2

4.2 SECCION TRANSVERSAL DE LA VIGA T

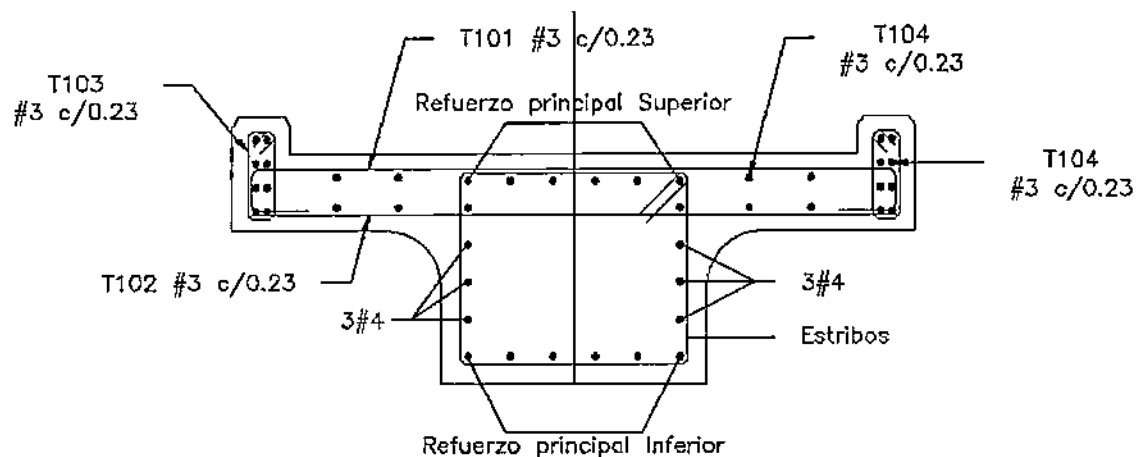


Figura 4. Sección Transversal

4.3 COLUMNAS

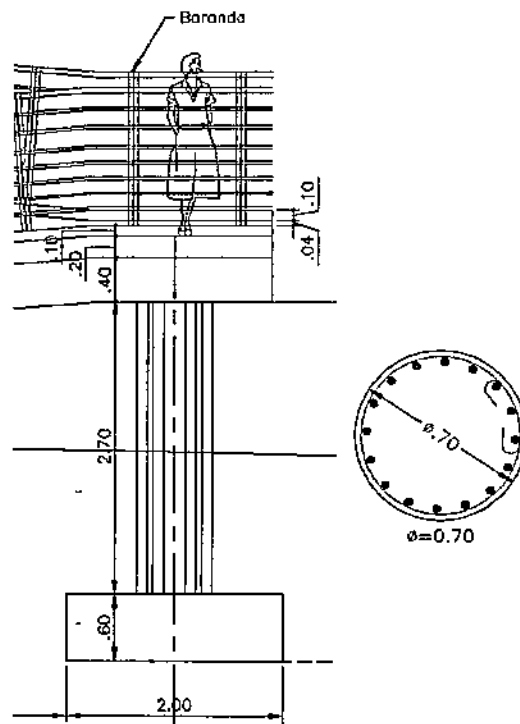


Figura 5. Geometría de las Columnas

4.4 PARÁMETROS DE ANALISIS Y DISEÑO

4.4.1 MATERIALES

4.4.1.1 Concreto para tablero, columnas y zapatas:

$$f'c = 4000 \text{ psi} = 280 \text{ kgf/cm}^2 = 28 \text{ MPa}$$

$$\text{Peso específico} = 2.4 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Módulo de elasticidad} = E_c = 2988 \text{ ksi} = 209160 \text{ kgf/cm}^2$$

4.4.2 Acero de Refuerzo

$$\text{A-60 } f_y = 60000 \text{ psi} = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Módulo de elasticidad} = E_s = 30000 \text{ ksi} = 2100000 \text{ kgf/cm}^2 = 210000 \text{ MPa}$$

4.5 EVALUACIÓN DE CARGAS

La evaluación de cargas asumida para la estructura, es la establecida en los códigos referidos.

4.5.1 Carga Muerta

4.5.1.1 Peso Propio

Corresponde al peso de la estructura, para lo cual se utiliza el peso unitario definido para el concreto reforzado.

4.5.1.2 Cargas Permanentes

Cargas por unidad de longitud, incluyen bordillos y baranda.

$$\text{Bordillos} = 0.15 * 0.15 * 2.4 * 2 = 0.11 \text{ t/m}$$

$$\text{Barandas} = 0.15 * 2 = 0.30 \text{ t/m}$$

$$\text{Total} = 0.41 \text{ t/m}$$

4.5.2 Carga Viva Peatonal

La carga viva por peatones utilizada para el análisis es de 450 kg/m^2 en toda el área de las rampas.

$$\begin{aligned} \text{Carga Viva} &= 450 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Ancho útil} &= 1.50 \text{ m}^2 \\ w \text{ viva} &= 0.675 \text{ t/m} \end{aligned}$$

4.5.3 Cargas por Sismo

Los siguientes son los parámetros sísmicos que rigen las cargas por sismo según la Sección A.3.5 del CCP 200 y el Reglamento NSR-10:

- Clasificación por Importancia CCP 200, A.3.5.1.3, Grupo I (Puente Esencial)
- Mapa de zonificación sísmica del país, coeficientes A_a y A_v obtenidos de las Figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 respectivamente: $A_a = 0.35$ y $A_v = 0.30$, Zona de amenaza sísmica alta.
- Los efectos de sitio definidos según el Tipo de Perfil de Suelo = D dado por el Ing. Geotecnista, coeficientes F_a y F_v obtenidos de las Tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 respectivamente: $F_a = 1.10$ y $F_v = 1.60$
- Para el análisis sísmico se utiliza el espectro de diseño definido en la siguiente figura:

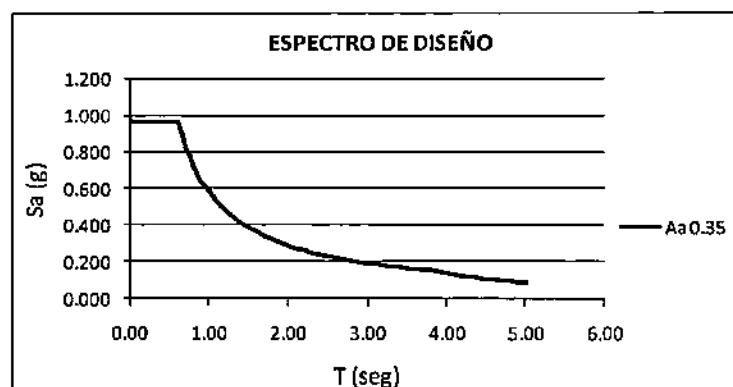


Figura 6. Espectro de Diseño

Se tienen en cuenta los efectos ortogonales mediante la asignación de la gravedad afectada por los porcentajes del 30% o 100% los cuales dependen de la dirección bajo estudio.

Combinación	% Aceleración en X	% Aceleración en Y
Sismo X	100	30
Sismo Y	30	100

Tabla 1. Casos de respuesta espectral analizados

Se realiza el procedimiento de análisis sísmico PAS 2. Método de respuesta espectral con varios modos de vibración.

4.5.4 Carga de Viento

Se utiliza una Carga de Viento equivalente a una $V_{el} = 160$ Km/h, según el Código CCP-200, (Numeral A.3.6.2.1), Fuerzas provenientes de la superestructura

- *Cargas sobre superestructura:*

Se calculan según el ángulo de viento con respecto al eje de la superestructura y el área expuesta con las cargas especificadas a continuación:

Angulo de Inclinación	Fuerza lateral en Kgf/m^2	Fuerza lateral en Kgf/m^2
0	245	0
15	215	29
30	200	59
45	161	78
60	83	93

Tabla 2. Cargas de Viento para la Superestructura

4.5.5 Fuerzas Térmicas

Se considera una variación de temperatura de $8^{\circ}C$ en la viga continua, asumiendo una variación lineal de corta duración.

4.6 COMBINACIONES DE CARGA

TABLA DE COEFICIENTES

COLUMNA No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
GRUPO	γ	FACTOR β											
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	
METODO DE RESISTENCIA ULTIMA	I	1.30	β_D	1.67*	1	β_E	1	1	0	0	0	0	NO APLICA
	IA	1.30	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	
	II	1.30	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	
	III	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	
	IV	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	
	V	1.25	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	
	VI	1.25	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	
	VII	1.00	β_D	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	
	VIII	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	
	IX	1.20	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	
METODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES	X	1.30	1	1.67	0	β_E	0	0	0	0	0	0	100
	I	1	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	
	IA	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	
	II	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	
	III	1	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	
	IV	1	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	
	V	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	
	VI	1	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	
	VII	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	
	VIII	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	
	IX	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	
	X	1	1	1	0	β_E	0	0	0	0	0	0	

*Se puede usar 1.25 en vez de 1.67 para vigas exteriores de piso, cuando la combinación de carga viva sobre andén y la carga viva de tráfico más impacto rige el diseño; la capacidad de la sección no debe ser menor que la requerida para carga viva de tráfico pesado solamente, con un factor igual a 1.67.
Se puede utilizar 1.0 en vez de 1.67 para diseño de placas de piso con combinación de cargas descritas en la sección A.4.2.

$\beta_C = 1.3$ para presión lateral de tierras sobre muros de contención y marcos rígidos, sin incluir alcantarillas rígidas
 $\beta_C = 0.5$ para presión lateral de tierras para momentos positivos en marcos rígidos, ver sección A.3.11
 $\beta_E = 1.0$ para presión vertical de tierras
 $\beta_D = 0.75$ cuando se estudian elementos con mínima carga axial y máximo momento o máxima excentricidad para diseños de columnas
 $\beta_D = 1.0$ cuando se estudian elementos con máxima carga axial y mínimo momento para diseño de columnas
 $\beta_D = 1.0$ para elementos con flexión o tracción
 $\beta_D = 1.0$ para alcantarillas rígidas
 $\beta_D = 1.5$ para alcantarillas flexibles
Para el grupo X de cargas (alcantarillas) el factor β_E se debe multiplicar para cargas horizontales y verticales

Tabla 3. Combinaciones de Carga según CCP-200

4.7 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

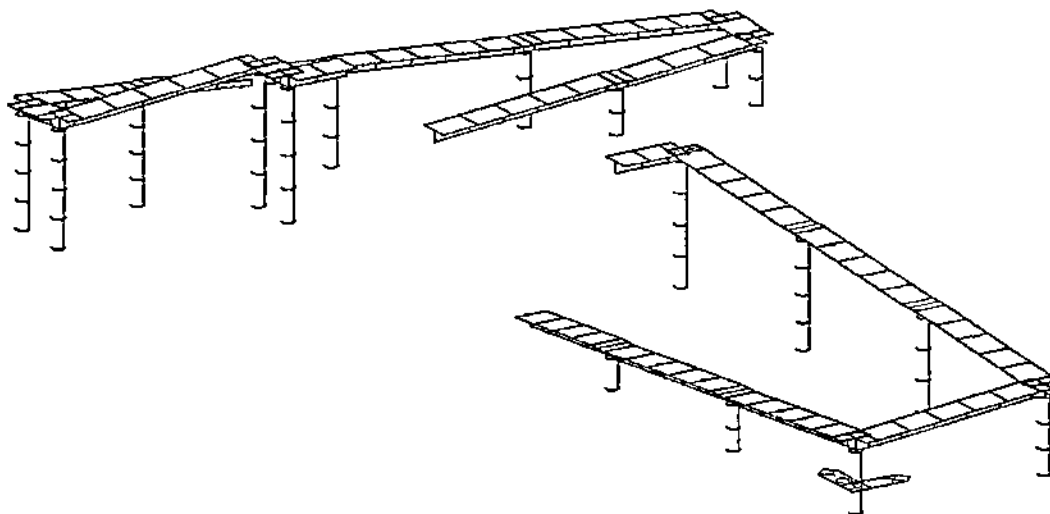


Figura 7. Modelo General de las Estructuras

Para el análisis y diseño de las rampas, se realizó un predimensionamiento con base en hojas de cálculo. A partir del predimensionamiento, se generó un modelo tridimensional de las estructuras, en el programa de análisis estructural Midas Civil, utilizando elementos tipo “Frame” con el cual se obtienen los esfuerzos máximos para el diseño estructural.

Las secciones se definieron con su forma y rigidez real, en las columnas se generaron apoyos fijos o tipo resorte con la rigidez equivalente de los apoyos de neopreno, para cada caso. Los apoyos de neopreno se definen como resortes con rigidez únicamente a compresión y lateral equivalente a sus propiedades.

Con los resultados obtenidos en el modelo tridimensional generado, para todas las combinaciones de carga, se realiza el diseño de las vigas, columnas, zapatas y demás elementos que componen las estructuras.

A continuación se presenta el análisis de esfuerzos máximos y el diseño estructural de los elementos.

4.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO

4.8.1 Diseño Rampa 1

PREDIMENSIONAMIENTO:

Ancho del tablero =	1.80 m
Ancho de viga =	0.70 m
Hlosa =	0.20 m
Número de vigas =	1

Altura de las vigas:

L total =	83.58 m
L cálculo =	11.70 m
H mín =	$0.033 \cdot L$
H mín viga =	0.39 m
H viga =	0.60 m

EVALUACIÓN DE CARGAS POR M²:

Carga muerta debido a la losa:

Peso propio de losa =	0.48 t/m ²
Peso propio bordillos =	0.06 t/m ²
Σ =	0.54 t/m ²

Carga viva peatonal:

w =	0.45 t/m ²
-----	-----------------------

DISEÑO DEL VOLADIZO:

Momento flector en el voladizo:

L vol =	0.55 m	
H losa en inicio vol =	0.20 m	
M cargas muertas vol =	0.17 t*m/m	
V cargas muertas vol =	0.47 t/m	
W viva peatonal =	0.68 t/m	
M carga viva vol =	0.14 t*m/m	
V carga viva vol =	0.68 t/m	
Mu vol =	0.51 t*m/m	
Vu vol =	2.07 t/m	
Brazo resultante =	0.25 m	OK

Cortante en el voladizo:

	$f_y =$	42000 N/m^2	
	$f_c =$	2800 N/m^2	
<i>Esfuerzo admisible concreto:</i>	$v_c = 0.53 \cdot \gamma f_c$		
	$v_c =$	88.69 N/m^2	
<i>Grupo 1 de cargas:</i>	$V_u =$	2.07 N/m	
	$d_{\min} =$	0.028 m	
	$h_{\min} =$	0.08 m	
<i>Se adopta una altura de:</i>	$h_{\text{vol}} =$	0.20 m	OK

REFUERZO EN EL VOLADIZO

	$d =$	0.15 m	
	$b =$	1.00 m	
<i>Grupo 1 de cargas:</i>	$M_u =$	0.51	
	$M_u = 0.9 \cdot \rho \cdot f_y \cdot (1 - 0.59 \cdot (\rho \cdot f_y) / f_c) \cdot b \cdot d^2$		
	$\rho =$	0.002000	
	$A_s =$	2.90 cm^2	→ con ϕ No3: c / 0.245 m Arriba

REFUERZO PARA RETRACCIÓN Y FRAGUADO DEL CONCRETO

$A_s = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}$: con ϕ No3:	4.21 Barras	→ con ϕ No3: c / 0.238 m
---	-------------	-------------------------------

DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN LA LOSA /ml

S/A.7.8.16.4

$$f_s = z / (d_c \cdot A)^{1/3}$$

$$z = 30500 \text{ kg/cm}$$

$$d_c = 5 \text{ cm}$$

$$A = A \text{ concreto tensión} // \text{barras} = 197 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 3065 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Para Máximos Momentos con Cargas de Servicio:

$$M_{ca} = 0.17 \text{ t-m}$$

$$M_{cv} = 0.14 \text{ t-m}$$

$$M_{total} = 0.30 \text{ t-m}$$

$$\rho = 0.002000$$

$$A_s = 2.90 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

$$a/d = \rho \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c)$$

$$a/d = 0.035$$

$$a = 0.035 \cdot d$$

$$a = 0.005 \text{ m} < H_{losa}$$

Brazo : $d - a/2 = 0.14 \text{ m}$

$$T = 2.1 \text{ ton}$$

$$f_s = 734.74 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

DISEÑO DE LA VIGA:

Carga muerta:

$$\text{Peso propio de losa} = 0.88 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso propio de la viga} = 0.67 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso bordillos} = 0.11 \text{ t/m}$$

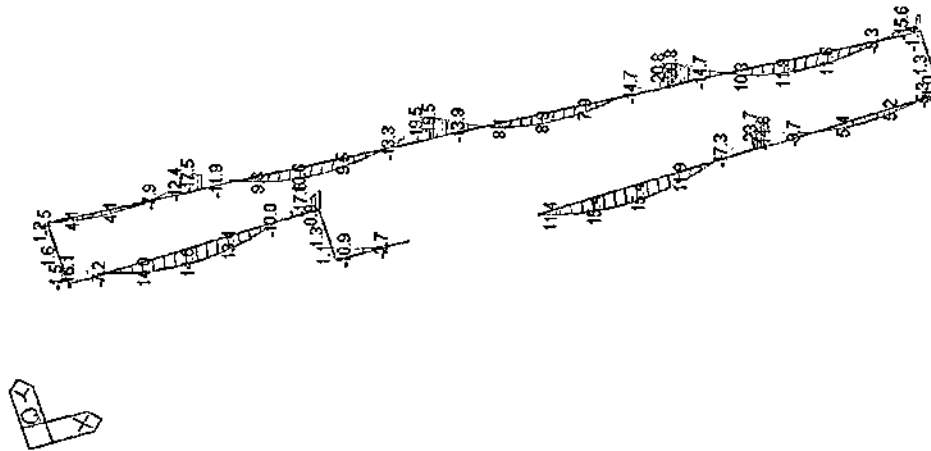
$$\text{Peso barandas} = 0.30 \text{ t/m}$$

$$W_{CM} \text{ peso propio} = 1.54 \text{ t/m}$$

$$W_{CM} \text{ posterior} = 0.41 \text{ t/m}$$

$$W_{CM} \text{ total} = 1.94 \text{ t/m}$$

Resultados Carga Muerta Total Modelo:

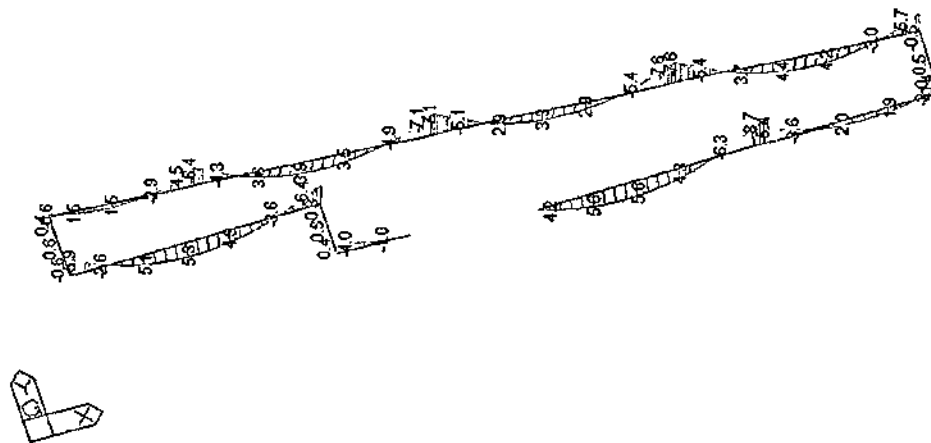


HIDAS/Civil POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	15.37
	11.81
	8.26
	4.70
	0.00
	-2.41
	-5.97
	-9.52
	-13.08
	-16.63
	-20.19
	-23.75
CB: CR_TOTAL	
MAX : 94	
MIN : 25	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: tonf/m	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.146	
Y: -0.494	
Z: 0.857	

Carga viva:

$$W_{CV} = 0.68 \text{ t/m}$$

Resultados Carga Viva Modelo:



HIDAS/Civil POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	8.41
	4.31
	3.01
	1.71
	0.00
	-0.88
	-2.18
	-3.47
	-4.77
	-6.07
	-7.37
	-8.66
BT: CV	
MAX : 94	
MIN : 25	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: tonf/m	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.145	
Y: -0.494	
Z: 0.857	

M máx. carga muerta = 23.75 t-m
M máx. carga viva = 8.66 t-m
Mu máx. = 49.68 t-m

Verificando la distancia del bloque a compresión y la distribución del refuerzo para momento máximo:

d sup = 0.537 m
b = 1.80 m

$$Mu = 0.9 \cdot \rho \cdot fy \cdot (1 - 0.59 \cdot (\rho \cdot fy) / fc) \cdot b \cdot d^2$$

$$\rho = 0.002588$$

$$a / d = \rho \cdot fy / (0.85 \cdot fc)$$

$$a / d = 0.046$$

$$a = 0.046 \cdot d$$

$$a = 0.025 \text{ m}$$

< H losa sup. = 0.2 m

$$As = 25.03 \text{ cm}^2$$

barras requeridas = 5.0 con No8:

S / A.7.8.16.4

$$fs = z / (dc \cdot A)^{1/3}$$

$$M_{servicio \text{ máx. CL}} = 32.41 \text{ t-m}$$

$$z = 30500 \text{ kg/cm}$$

$$dc = 5 \text{ cm}$$

barras colocado = 6.0 con ϕ No8:

$$As \text{ colocado} = 30.4 \text{ cm}^2$$

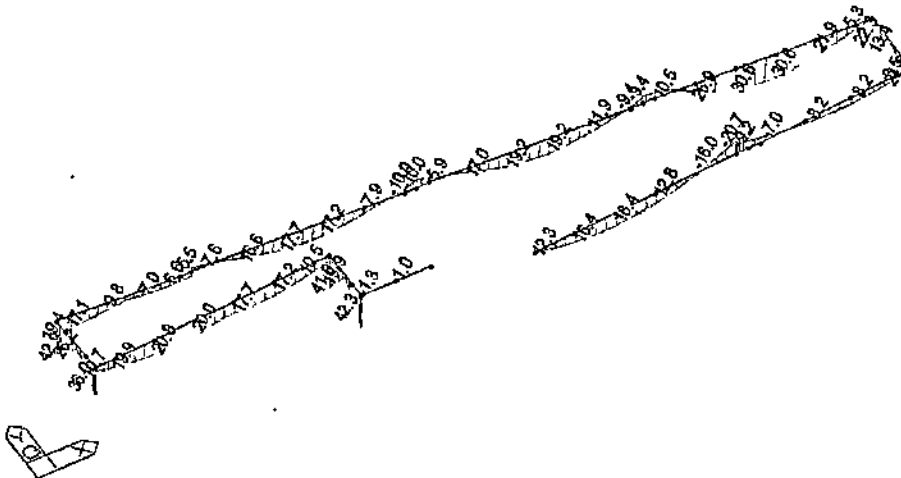
$$A = A \text{ concreto tensión} / \# \text{ barras} = 146 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_s &= 3385 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.6 f_y &= 2520 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Brazo : } d - a/2 &= 0.53 \text{ m} \\ T &= 61.7 \text{ ton} \\ f_s &= 2030.42 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Momento de fisuración

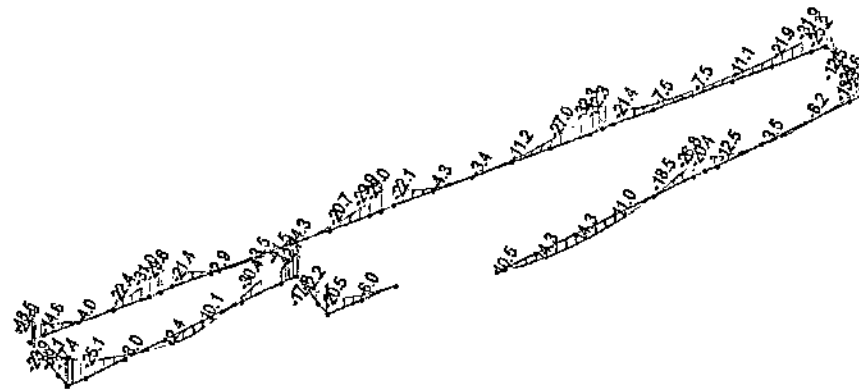
$$\begin{aligned} b &= 1.800 \text{ m} \\ d &= 0.537 \text{ m} \\ f_r &= 331.32 \text{ t/m}^2 \\ I_g &= 0.01260 \text{ m}^4 \\ Y_t &= 0.300 \text{ m} \\ M_{cr} &= 13.92 \text{ t-m} \\ M_n &= 16.70 \text{ t-m} \\ \rho_{\min} &= 0.000857 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Resultados Envolvente de Momento Máximo por Grupo VII de cargas Modelo:



HIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	42.87
	39.09
	31.31
	25.83
	19.75
	13.97
	8.18
	0.00
	-3.38
	-9.16
	-14.54
	-20.72
CSmax: ENVOLVIMIENTO	
MAX :	44
MIN :	25
FILE:	RAMPAS_V1_
UNIT:	tonc*m
DATE:	04/27/2014
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.349
Y:	-0.593
Z:	0.725

Resultados Envolvente de Momento Mínimo por Grupo VII de cargas Modelo:



DISEÑO A FLEXIÓN:

VIGA Total = 83.58 m

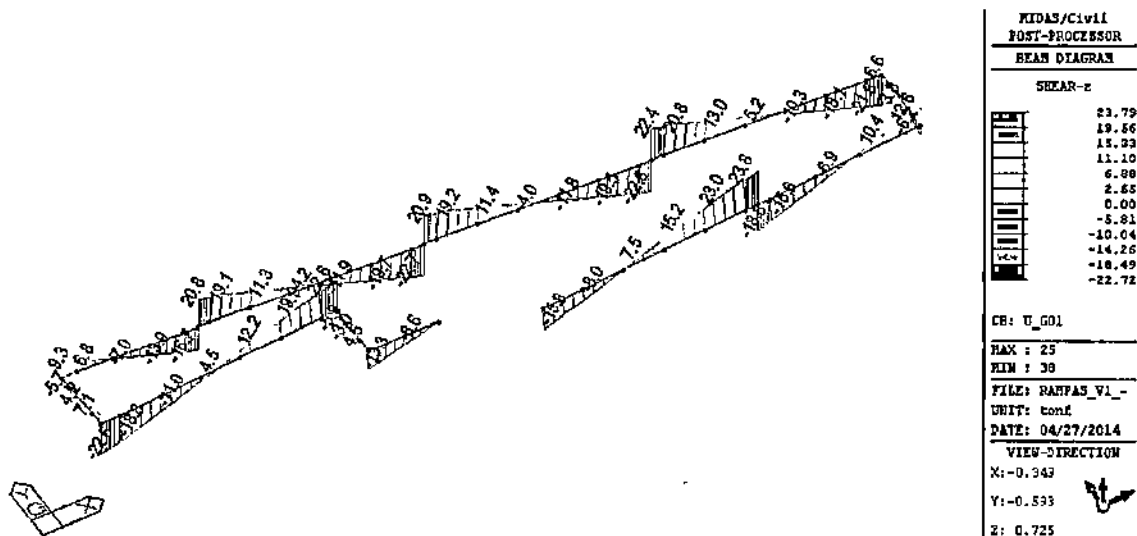
EJES	X (m)	Momento Carga Muerta (t-m)	Momento Carga Viva (t-m)	Momento Último por Grupo I de cargas (t- m)	Envoltente Momento por Grupo VII cargas (t-m)	ρ	A_s (cm ²)	Refuerzo (-) Superior y (+) Inferior
Inicio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00	
CL Entre Inicio y A-6	5.02	15.40	5.80	32.18	18.40	0.00168	18.08	6 No. 7 Abajo
	10.03	-17.30	-8.30	-38.17	-18.50	0.00187	18.11	-6 No. 7 Arriba
A-6	10.63	-23.70	-8.70	-49.70	-26.80	0.00259	25.04	-6 No. 8 Arriba
	11.23	-9.70	-3.60	-20.43	-20.40	0.00105	10.15	-6 No. 6 Arriba
CL Entre A-6 y A-7	14.61	5.40	2.00	11.38	8.20	0.00077	7.48	6 No. 5 Abajo
	17.98	-5.30	1.90	-2.77	-13.30	0.00068	8.59	-6 No. 5 Arriba
A-7	18.73	-1.00	-2.00	-5.64	-23.60	0.00121	11.75	-6 No. 6 Arriba
	19.48	1.30	0.40	2.58	-12.60	0.00085	8.23	-6 No. 5 Arriba
CL Entre A-7 y B-7	20.38	1.32	0.50	2.80	13.40	0.00069	6.64	6 No. 5 Abajo
	21.28	0.43	-0.50	-0.53	22.30	0.00115	11.09	6 No. 6 Abajo
B-7	22.03	-15.60	-5.70	-32.65	-31.90	0.00169	16.32	-6 No. 7 Arriba
	22.78	-8.30	-3.00	-17.30	-25.20	0.00130	12.55	-6 No. 6 Arriba
CL Entre B-7 y B-5	27.82	11.90	4.40	25.02	30.60	0.00158	15.28	6 No. 7 Abajo
	32.85	-14.70	-5.40	-30.83	28.90	0.00159	15.40	-6 No. 7 Arriba
B-5	33.45	-20.80	-7.60	-43.54	-32.30	0.00226	21.88	-6 No. 8 Arriba
	34.05	-14.70	-5.40	-30.83	-27.00	0.00159	15.40	-6 No. 7 Arriba
CL Entre B-5 y B-4	39.07	8.90	3.30	18.73	19.20	0.00099	9.54	6 No. 8 Abajo
	44.08	-13.90	-5.10	-29.14	-22.10	0.00150	14.54	-6 No. 7 Arriba
B-4	44.68	-19.60	-7.10	-40.78	-29.00	0.00211	20.45	-6 No. 8 Arriba
	45.28	-13.30	-4.90	-27.93	-20.70	0.00144	13.93	-6 No. 6 Arriba
CL Entre B-4 y B-2	50.30	10.60	3.90	22.25	17.70	0.00114	11.07	6 No. 6 Abajo
	55.32	-11.80	-4.30	-24.81	-29.60	0.00153	14.77	-6 No. 7 Arriba
B-2	55.82	-17.50	-8.40	-38.64	-31.00	0.00190	18.35	-6 No. 7 Arriba
	58.52	-12.40	-4.50	-25.89	-22.40	0.00133	12.80	-6 No. 6 Arriba
CL Entre B-2 y B-1	59.20	4.10	1.50	8.59	9.80	0.00087	8.45	6 No. 5 Abajo
	61.88	4.10	1.50	8.59	17.10	0.00088	8.49	6 No. 5 Abajo
B-1	62.63	-1.50	0.40	-1.08	-43.53	0.00226	21.87	-6 No. 8 Arriba
	63.38	-1.20	-0.60	-2.86	-23.90	0.00123	11.90	-6 No. 6 Arriba
CL Entre B-1 y A-1	64.28	1.60	0.60	3.38	36.00	0.00186	18.02	6 No. 7 Abajo

XIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-Y	
	14.30
	9.04
	3.79
	0.00
	-6.73
	-11.99
	-17.24
	-22.50
	-27.76
	-33.02
	-38.27
	-43.53
Chain: ENVOLISHO	
MAX : 94	
MIN : 44	
FILE: RAMPAS_VI_	
UNIT: tonf-m	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.340	
Y: -0.593	
Z: 0.725	

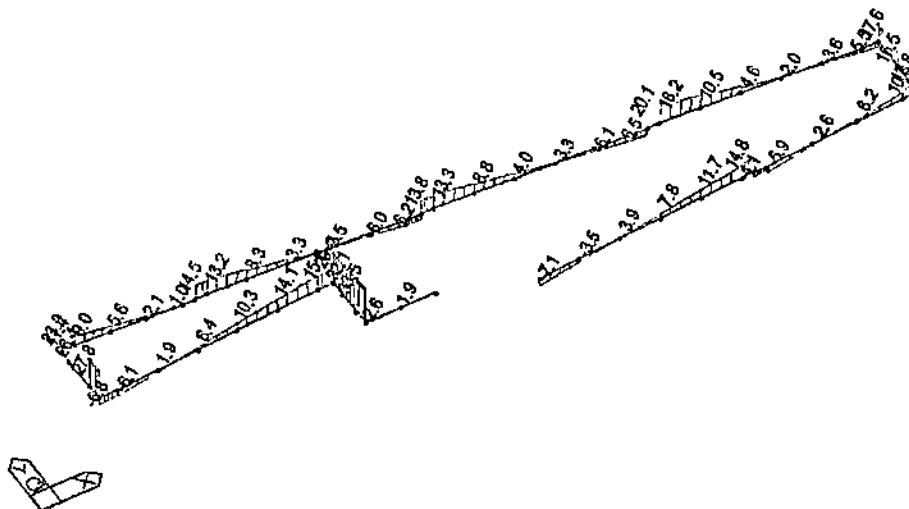
EJES	X (m)	Momento Carga Muerta (t-m)	Momento Carga Viva (t-m)	Momento Último por Grupo I de cargas (t- m)	Envolvente Momento por Grupo VII cargas (t-m)	ρ	As (cm ²)	Refuerzo (-) Superior y (+) Inferior	
	65.18	-1.50	-0.80	-3.25	-23.90	0.00123	11.80	-8 No. 8	Arriba
A-1	65.93	-16.10	-5.90	-33.74	-37.40	0.00194	18.74	-8 No. 7	Arriba
	66.68	-7.20	-2.60	-15.00	-25.10	0.00129	12.50	-8 No. 6	Arriba
CL Entre A-1 y A-3	71.70	14.60	5.30	30.49	20.80	0.00157	15.22	6 No. 7	Abajo
	76.71	-10.00	-3.60	-20.82	-41.50	0.00215	20.83	-8 No. 8	Arriba
A-3	77.48	-17.00	-6.30	-35.78	-42.70	0.00222	21.45	-6 No. 8	Arriba
CL Entre A-3 y C-3	78.81	1.30	0.50	2.78	42.30	0.00220	21.24	6 No. 8	Abajo
C-3	80.15	-10.90	-4.00	-22.85	-20.50	0.00118	11.37	-8 No. 6	Arriba
Fin	83.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00		

DISEÑO A CORTANTE:

Resultados Envolvente de Cortante Máximo por Grupo I de cargas Modelo:



Resultados Envolvente de Cortante Máximo por Grupo VII de cargas Modelo:



KIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	33.48
	29.77
	25.08
	22.39
	18.71
	15.02
	11.33
	7.65
	3.96
	0.00
	-3.41
	-7.10
CBmax: ENVOLVISO	
MAX :	51
MIN :	24
FILE:	RAMPAS_V1_
UNIT:	tonf
DATE:	04/27/2014
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.349
Y:	-0.593
Z:	0.725

Resultados Envolvente de Cortante Mínimo por Grupo VII de cargas Modelo:

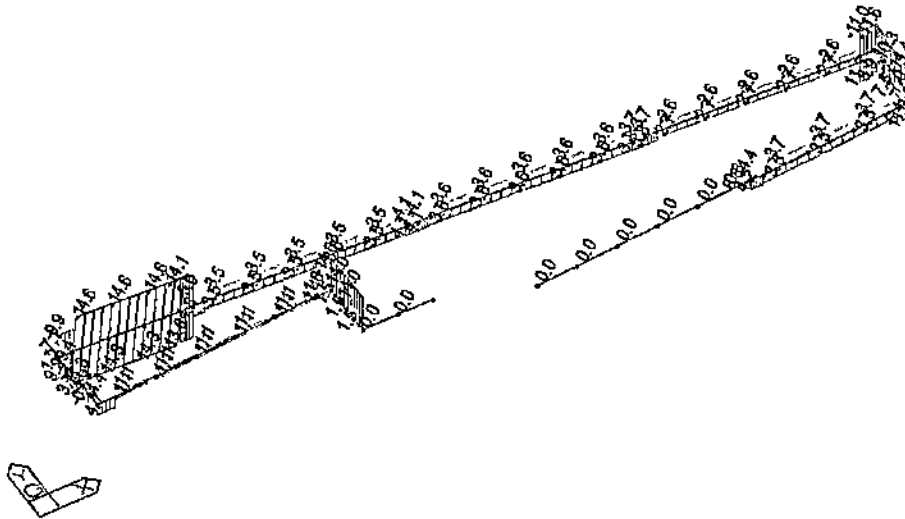


KIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	10.27
	6.23
	2.20
	0.00
	-5.87
	-9.91
	-13.96
	-17.99
	-22.02
	-26.05
	-30.09
	-34.12
CBmin: ENVOLVISO	
MAX :	97
MIN :	49
FILE:	RAMPAS_V1_
UNIT:	tonf
DATE:	04/27/2014
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.349
Y:	-0.593
Z:	0.725

A continuación se presenta el diseño a cortante y torsión:

EJES	X (m)	Cortante Último por Grupo I de cargas (ton)	Envolverte Cortante por Grupo VII cargas (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Sep con estribos #5 Av = 3.98 cm ² (m)
Inicio	0.00	-15.80	8.00	33.36	0.00	0.25
CL Entre Inicio y A-6	5.02	7.50	4.20	33.36	0.00	0.25
	10.03	23.00	11.70	33.36	0.00	0.25
A-6	10.63	23.80	14.80	33.36	0.00	0.25
	11.23	-15.60	-13.80	33.36	0.00	0.25
CL Entre A-6 y A-7	14.61	6.90	-9.00	33.36	0.00	0.25
	17.98	10.40	6.20	33.36	0.00	0.25
A-7	18.73	12.60	10.20	33.36	0.00	0.25
	19.48	-6.00	16.50	33.36	0.00	0.25
CL Entre A-7 y B-7	20.38	3.80	16.50	33.36	0.00	0.25
	21.28	6.60	17.60	33.36	0.00	0.25
B-7	22.03	-21.80	17.60	33.36	0.00	0.25
	22.78	-18.10	-13.70	33.36	0.00	0.25
CL Entre B-7 y B-5	27.82	-10.30	10.50	33.36	0.00	0.25
	32.85	20.80	16.20	33.36	0.00	0.25
B-5	33.45	22.40	20.10	33.36	0.00	0.25
	34.05	-19.50	-15.10	33.36	0.00	0.25
CL Entre B-5 y B-4	39.07	-11.80	-8.00	33.36	0.00	0.25
	44.08	19.20	13.30	33.36	0.00	0.25
B-4	44.68	20.90	13.80	33.36	0.00	0.25
	45.28	-19.70	-15.50	33.36	0.00	0.25
CL Entre B-4 y B-2	50.30	-11.90	-7.90	33.36	0.00	0.25
	55.32	19.10	13.20	33.36	0.00	0.25
B-2	55.92	20.80	14.50	33.36	0.00	0.25
	56.52	-13.90	-15.00	33.36	0.00	0.25
CL Entre B-2 y B-1	59.20	7.00	-12.10	33.36	0.00	0.25
	61.88	6.80	-9.00	33.36	0.00	0.25
B-1	62.63	9.30	-27.00	33.36	0.00	0.25
	63.38	-5.70	27.80	33.36	0.00	0.25
CL Entre B-1 y A-1	64.28	4.20	27.80	33.36	0.00	0.25
	65.18	7.10	-25.70	33.36	0.00	0.25
A-1	65.93	-22.60	-22.30	33.36	0.00	0.25
	66.68	-18.80	-11.80	33.36	0.00	0.25
CL Entre A-1 y A-3	71.70	4.50	10.30	33.36	0.00	0.25
	76.71	19.94	15.00	33.36	0.00	0.25
A-3	77.46	22.60	22.60	33.36	0.00	0.25
CL Entre A-3 y C-3	78.81	-3.00	32.10	33.36	4.41	0.25
C-3	80.15	-13.30	33.50	33.36	6.06	0.25
Fin	83.58	0.00	0.00	33.36	0.00	0.25

REVISIÓN POR TORSIÓN:



KIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
TORSION	
	14.26
	11.63
	9.01
	6.40
	3.78
	0.00
	-1.46
	-4.08
	-6.70
	-9.32
	-11.94
	-14.56
Cell: ENVOLSISSO	
MAX : 42	
MIN : 115	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: tonf*m	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.349	
Y: -0.593	
Z: 0.725	

$$\phi * \sqrt{f_c} / 12 * (A_{cp}^2 / P_{cp}) = 2.54 \text{ t-m}$$

$$\text{Torsión max. (Grupo VII cargas)} = 14.60 \text{ t-m}$$

$$\text{Cortante (Grupo I cargas)} = 23.00 \text{ ton}$$

$$V_s = 0.00 \text{ ton}$$

$$\sqrt{(V_u^2 + (T_u * P_h / (1.7 * A_{oh}^2))^2)} = 0.61 \text{ OK} \leq \phi * (V_c + 2 * \sqrt{f_c} / 3) = 3.75$$

$$s \text{ transversal con } s \# 5 = 0.255 \text{ m}$$

$$A_{vt} / s = 15.59 \text{ cm}^2$$

$$s \text{ final para estribos combinados} = 0.26 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Refuerzo en las caras de las vigas:

$$\text{Ref longitudinal por torsión: } A_t = 4.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{con No4:} \rightarrow \begin{array}{ll} 4.0 \text{ Barras} & c / 0.125 \text{ m} \\ 2.0 \text{ Barras} & c / 0.250 \text{ m} \end{array} \text{ En cada cara}$$

4.8.2 Diseño Rampa 2

PREDIMENSIONAMIENTO:

Ancho del tablero =	1.80 m
Ancho de viga =	0.70 m
Hlosa =	0.20 m
Número de vigas =	1

Altura de las vigas:

L total =	79.85 m
L cálculo =	11.70 m
H min =	$0.033 * L$
H min viga =	0.39 m
H viga =	0.60 m

EVALUACIÓN DE CARGAS POR M²:

Carga muerta debido a la losa:

Peso propio de losa =	0.48 t/m ²
Peso propio bordillos =	0.06 t/m ²
Σ =	0.54 t/m ²

Carga viva peatonal:

w =	0.45 t/m ²
-----	-----------------------

DISEÑO DEL VOLADIZO:

Momento flector en el voladizo:

L vol =	0.55 m	
H losa en inicio vol =	0.20 m	
M cargas muertas vol =	0.17 t*m/m	
V cargas muertas vol =	0.47 t/m	
W viva peatonal =	0.68 t/m	
M carga viva vol =	0.14 t*m/m	
V carga viva vol =	0.68 t/m	
Mu vol =	0.51 t*m/m	
Vu vol =	2.07 t/m	
Brazo resultante =	0.25 m	OK

Cortante en el voladizo:

	$f_y =$	42000 t/m^2	
	$f_c =$	2800 t/m^2	
<i>Esfuerzo admisible concreto:</i>	$v_c = 0.53 \cdot \gamma f_c$		
	$v_c =$	88.69 t/m^2	
<i>Grupo 1 de cargas:</i>	$V_u =$	2.07 t/m	
	$d_{\min} =$	0.028 m	
	$h_{\min} =$	0.08 m	
<i>Se adopta una altura de:</i>	$h_{\text{vol}} =$	0.20 m	OK

REFUERZO EN EL VOLADIZO

	$d =$	0.15 m	
	$b =$	1.00 m	
<i>Grupo 1 de cargas:</i>	$M_u =$	0.51	
	$M_u = 0.9 \cdot \rho \cdot f_y \cdot (1 - 0.59 \cdot (\rho \cdot f_y) / f_c) \cdot b \cdot d^2$		
	$\rho =$	0.002000	
	$A_s =$	2.90 cm^2	→ con ϕ No3: c / 0.245 m Arriba

REFUERZO PARA RETRACCIÓN Y FRAGUADO DEL CONCRETO

$A_s = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}$: con ϕ No3: 4.21 Barras → con ϕ No3: c / 0.238 m

DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN LA LOSA / m

S / A.7.8.16.4

	$f_s = z / (d_c \cdot A)^{1/3}$	
	$z =$	30500 kg/cm
	$d_c =$	5 cm
	$A = A_{\text{concreto tensión}} / \# \text{barras} =$	197 cm^2
	$f_s =$	3065 kg/cm^2
	$0.6 f_y =$	2520 kg/cm^2

Para Máximos Momentos con Cargas de Servicio:

$$\begin{aligned}
 M_{CM} &= 0.17 \text{ t-m} \\
 M_{CV} &= 0.14 \text{ t-m} \\
 M_{total} &= 0.30 \text{ t-m} \\
 \rho &= 0.002000 \\
 A_s &= 2.90 \text{ cm}^2 \\
 d &= 0.15 \text{ m} \\
 a/d &= \rho \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c) \\
 a/d &= 0.035 \\
 a &= 0.035 \cdot d \\
 a &= 0.005 \text{ m} < H_{losa} \\
 \text{Brazo : } d - a/2 &= 0.14 \text{ m} \\
 T &= 2.1 \text{ ton} \\
 f_s &= 734.74 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

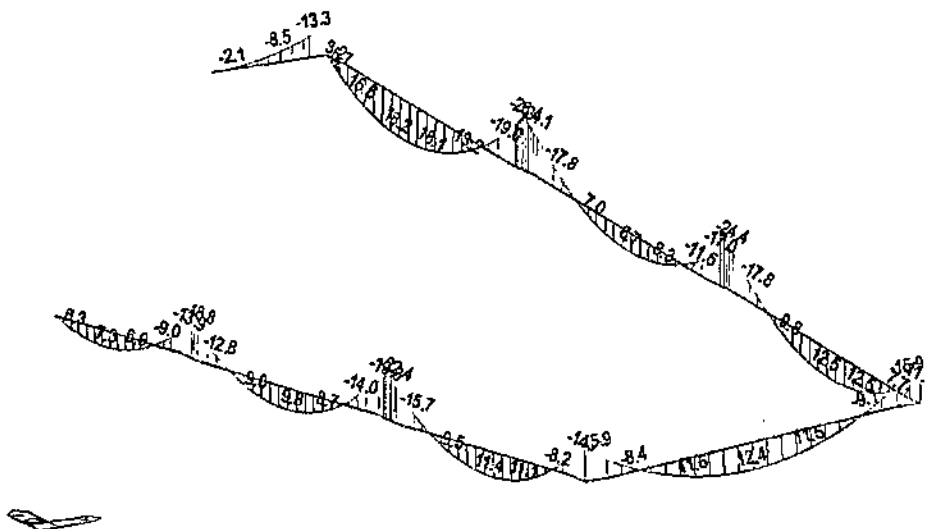
DISEÑO DE LA VIGA:

Carga muerta:

$$\begin{aligned}
 \text{Peso propio de losa} &= 0.86 \text{ t/m} \\
 \text{Peso propio de la viga} &= 0.67 \text{ t/m} \\
 \text{Peso bordillos} &= 0.11 \text{ t/m} \\
 \text{Peso barandas} &= 0.30 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{CM} \text{ peso propio} &= 1.54 \text{ t/m} \\
 W_{CM} \text{ posterior} &= 0.41 \text{ t/m} \\
 W_{CM} \text{ total} &= 1.94 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Resultados Carga Muerta Total Modelo:

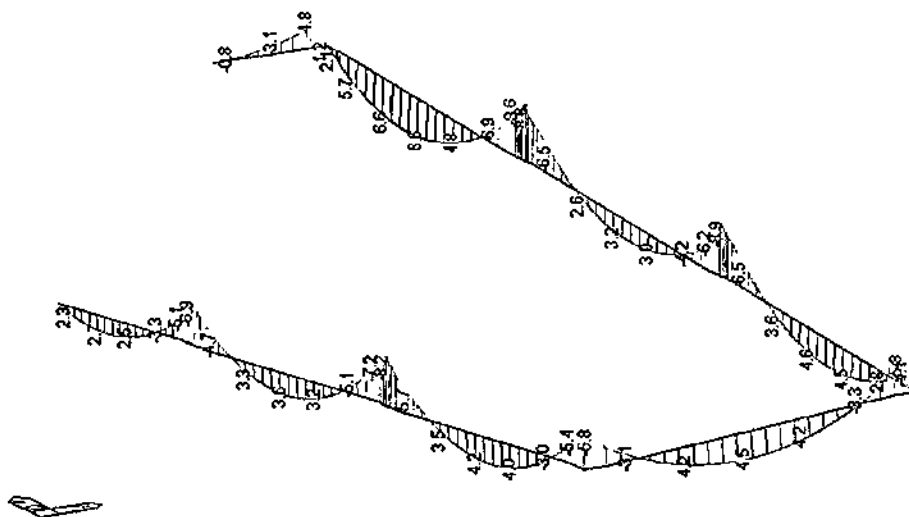


MIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-Y	
	16.17
	14.12
	10.07
	6.02
	0.00
	-2.09
	-6.13
	-10.19
	-14.23
	-18.28
	-22.33
	-26.38
CB: CH_TOTAL	
MAX: 92	
MIN: 18	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: tonC*m	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.483	
Y: -0.837	
Z: 0.259	

Carga viva:

$$W_{CV} = 0.68 \text{ t/m}$$

Resultados Carga Viva Modelo:



MIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-Y	
	4.63
	4.16
	3.68
	2.80
	0.00
	-0.76
	-2.23
	-3.71
	-5.19
	-6.67
	-8.16
	-9.62
ST: CV	
MAX: 92	
MIN: 18	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: tonC*m	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.483	
Y: -0.837	
Z: 0.259	

$$\begin{aligned} M_{\text{máx. carga muerta}} &= 26.38 \text{ t-m} \\ M_{\text{máx. carga viva}} &= 9.62 \text{ t-m} \\ \\ Mu_{\text{máx.}} &= 55.18 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Verificando la distancia del bloque a compresión y la distribución del refuerzo para momento máximo

$$\begin{aligned} d_{\text{sup}} &= 0.522 \text{ m} \\ b &= 1.80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 0.9 \cdot \rho \cdot f_y \cdot (1 - 0.59 \cdot (\rho \cdot f_y) / f_c) \cdot b \cdot d^2 \\ \rho &= 0.003055 \\ a/d &= \rho \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c) \\ a/d &= 0.054 \\ a &= 0.054 \cdot d \\ a &= 0.028 \text{ m} < H_{\text{losa sup.}} = 0.2 \text{ m} \\ As &= 28.73 \text{ cm}^2 \\ \# \text{ barras requeridas} &= 6.0 \text{ con No8:} \end{aligned}$$

S/A.7.8.16.4

$$\begin{aligned} fs &= z / (dc \cdot A)^{1/3} \\ Mservicio_{\text{máx. CL}} &= 36.00 \text{ t-m} \\ z &= 30500 \text{ kg/cm} \\ dc &= 5 \text{ cm} \\ \# \text{ barras colocado} &= 6.0 \text{ con } \phi \text{ No8:} \\ As_{\text{colocado}} &= 30.4 \text{ cm}^2 \\ A = A_{\text{concreto tensión}} / \# \text{ barras} &= 181 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$f_s = 3151 \text{ kg/cm}^2$
 $0.6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$

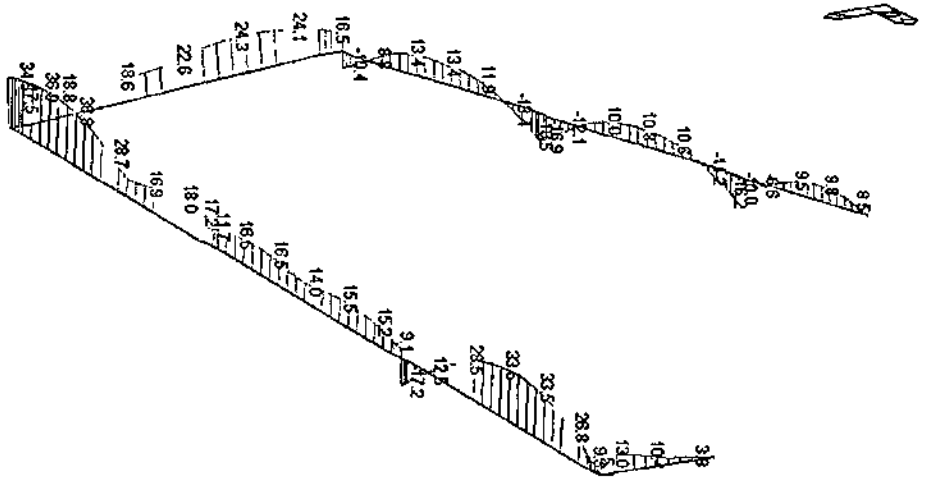
Brazo : $d - a/2 = 0.51 \text{ m}$
 $T = 70.8 \text{ ton}$
 $f_s = 2329.93 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$

Momento de fisuración

$b = 1.80 \text{ m}$
 $d = 0.522 \text{ m}$
 $f_r = 331.32 \text{ W/m}^2$
 $ig = 0.01260 \text{ m}^4$
 $Y_I = 0.300 \text{ m}$
 $M_{cr} = 13.92 \text{ t-m}$
 $M_n = 16.70 \text{ t-m}$
 $p_{min} = 0.000907$

OK

Resultados Envolvente de Momento Máximo por Grupo VII de cargas Modelo:



REDA/C/VAL

POST-PROCESOR

PLAN DIAGRAM

MOMENT-Y

35.89

31.86

25.82

21.79

16.76

11.72

6.69

0.00

-3.30

-8.41

-13.44

-18.48

CPRO: ENVOLENTA

MAX : 13

MIN : 6

FILE: RAMPAS_VI_

UNIT: CONE M

DATE: 04/27/2014

VIEW-DIRECTION

X: -0.403

Y: -0.607

Z: 0.259

Resultados Envolvente de Momento Mínimo por Grupo VII de cargas Modelo:



HIDAS/Civil1	
POST-PROCESSOR	
PLAN DIAGRAM	
MOMENT-Y	
	9.97
	0.00
	-3.49
	-10.83
	-17.36
	-24.19
	-31.03
	-37.86
	-44.70
	-51.53
	-58.36
	-65.20
CBain: ENVOLVIMEN	
MAX : 75	
MIN : 14	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: ton/m	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.453	
Y: -0.837	
Z: 0.289	

DISEÑO A FLEXIÓN:

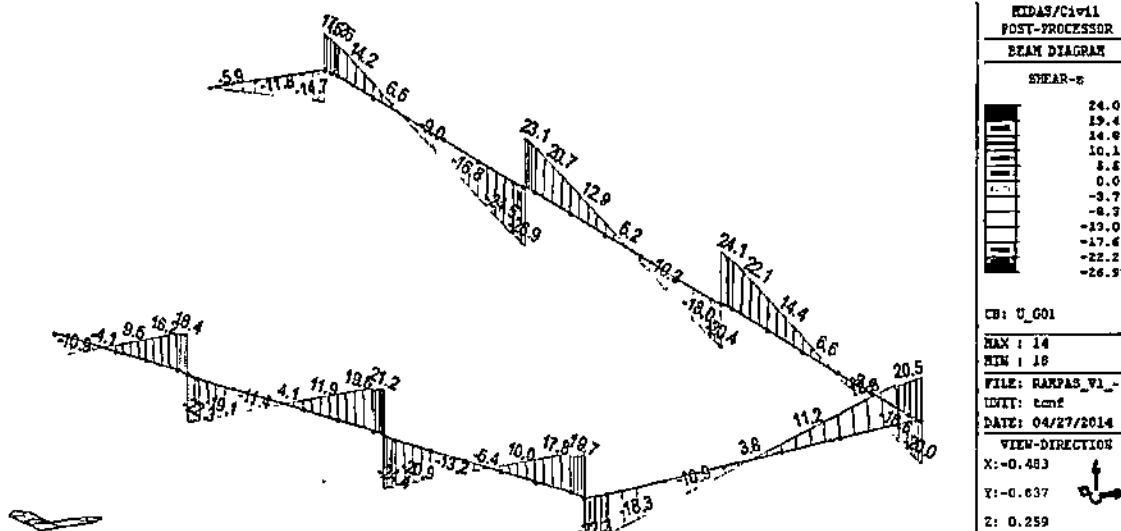
VIGA Ltotal = 79.853 m

EJES	X (m)	Momento Carga Muerta (t-m)	Momento Carga Viva (t-m)	Momento Último por Grupo I de cargas (t-m)	Envolverte Momento por Grupo VII cargas (t-m)	ρ	As (cm ²)	Refuerzo (-) Superior y (+) Inferior	
Inicio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00		
CL Entre Inicio y A-2	3.51	7.30	2.70	15.35	9.80	0.00083	7.83	6 No. 5	Abajo
	7.02	-9.00	-5.10	-22.77	-17.90	0.00124	11.66	-6 No. 6	Arriba
A-2	7.62	-18.80	-6.90	-39.42	-21.50	0.00217	20.36	-6 No. 8	Arriba
	8.22	-12.80	-4.70	-26.84	-14.40	0.00147	13.78	-6 No. 7	Arriba
CL Entre A-2 y A-3	13.24	9.80	3.60	20.56	10.80	0.00112	10.52	6 No. 6	Abajo
	18.25	-14.00	-7.20	-33.83	-22.60	0.00185	17.42	-6 No. 7	Arriba
A-3	18.85	-22.40	-8.20	-46.92	-26.30	0.00259	24.32	-6 No. 8	Arriba
	19.45	-15.70	-5.70	-32.78	-18.40	0.00179	16.87	-6 No. 7	Arriba
CL Entre A-3 y A-4	24.47	11.40	4.20	23.94	13.40	0.00130	12.27	6 No. 6	Abajo
	29.48	-8.20	-5.40	-22.38	-19.10	0.00122	11.46	-6 No. 6	Arriba
A-4	30.23	-14.70	-5.80	-31.70	-43.80	0.00241	22.67	-6 No. 8	Arriba
	30.88	-8.40	-3.10	-17.65	-33.40	0.00183	17.20	-6 No. 7	Arriba
CL Entre A-4 y B-4	35.77	12.40	4.50	25.89	24.30	0.00141	13.28	6 No. 7	Abajo
	40.56	-9.10	-3.30	-18.99	-35.60	0.00195	18.35	-6 No. 7	Arriba
B-4	41.31	15.90	-5.80	8.08	-53.00	0.00293	27.56	-8 No. 8	Arriba
	42.06	7.70	-2.80	3.93	-43.40	0.00239	22.46	-6 No. 8	Arriba
CL Entre B-4 y B-3	47.08	12.50	4.60	26.24	36.80	0.00202	18.98	6 No. 7	Abajo
	52.09	-17.80	-6.50	-37.25	-52.80	0.00292	27.45	-8 No. 8	Arriba
B-3	52.69	-24.40	-8.90	-51.04	-65.20	0.00363	34.12	-8 No. 8	Arriba
	53.29	-11.50	-6.20	-28.41	-44.10	0.00243	22.83	-6 No. 8	Arriba
CL Entre B-3 y B-2	58.31	8.70	3.20	18.26	16.50	0.00099	9.33	6 No. 5	Abajo

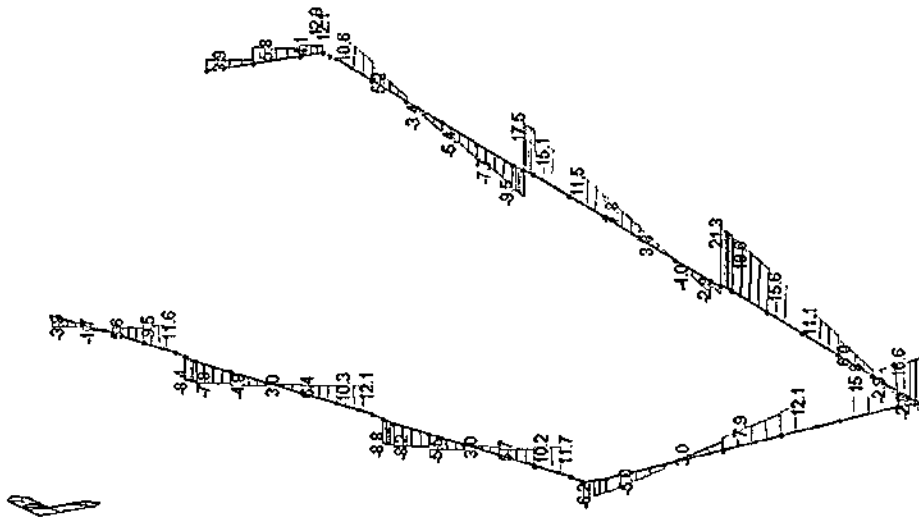
EJES	X (m)	Momento Carga Muerta (t-m)	Momento Carga Viva (t-m)	Momento Último por Grupo I de cargas (t-m)	Envolvente Momento por Grupo VII cargas (t-m)	P	As (cm ²)	Refuerzo (-) Superior y (+) Inferior	
	83.32	-17.80	-6.50	-37.25	-44.70	0.00246	23.15	-6 No. 8	Arriba
B-2	63.92	-28.40	-9.60	-57.76	-54.80	0.00320	30.11	-8 No. 8	Arriba
	64.52	-19.00	-6.00	-39.68	-35.50	0.00218	20.49	-6 No. 8	Arriba
CL Entre B-2 y B-1	69.54	18.20	6.60	37.99	33.50	0.00209	19.60	6 No. 8	Abajo
	74.56	15.60	5.70	32.65	26.80	0.00178	16.81	6 No. 7	Abajo
B-1	75.31	-13.30	-4.80	-27.71	-39.50	0.00217	20.40	-6 No. 8	Arriba
	76.07	-8.50	-3.10	-17.78	-27.50	0.00150	14.12	-6 No. 8	Arriba
CL Entre B-1 y Fin	77.96	-2.10	-0.80	-4.47	-8.10	0.00058	5.48	-6 No. 5	Arriba
Fin	79.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00		

DISEÑO A CORTANTE:

Resultados Envolvente de Cortante Máximo por Grupo I de cargas Modelo:

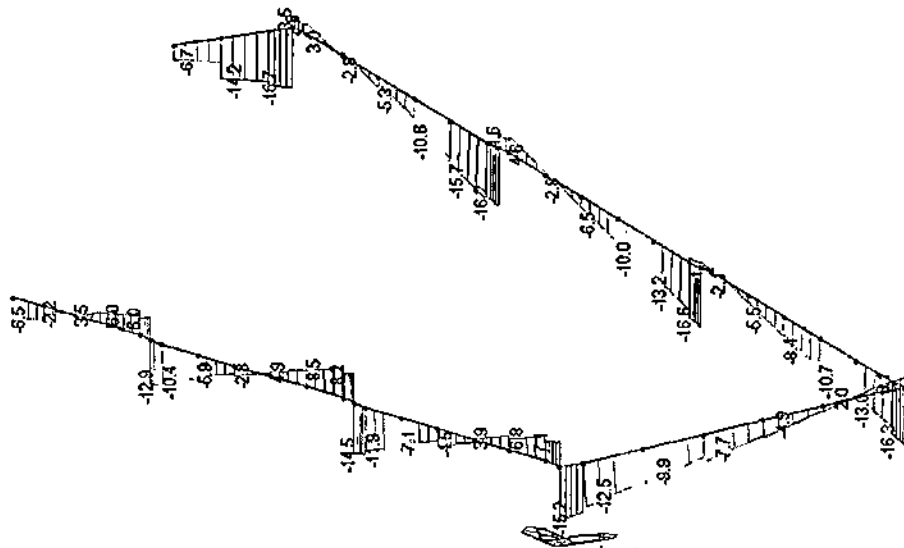


Resultados Envolvente de Cortante Máximo por Grupo VII de cargas Modelo:



HIDAS/Civil POST-PROCESSOR SHEAR DIAGRAM	
SHEAR-k	
	21.27
	18.48
	15.68
	12.88
	10.08
	7.29
	4.49
	1.69
	0.00
	-3.90
	-6.70
	-9.50
CEmax: ENVOLSI9NO	
MAX : 14	
MIN : 19	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: tonf	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.483	
Y: -0.837	
Z: 0.259	

Resultados Envolvente de Cortante Mínimo por Grupo VII de cargas Modelo:

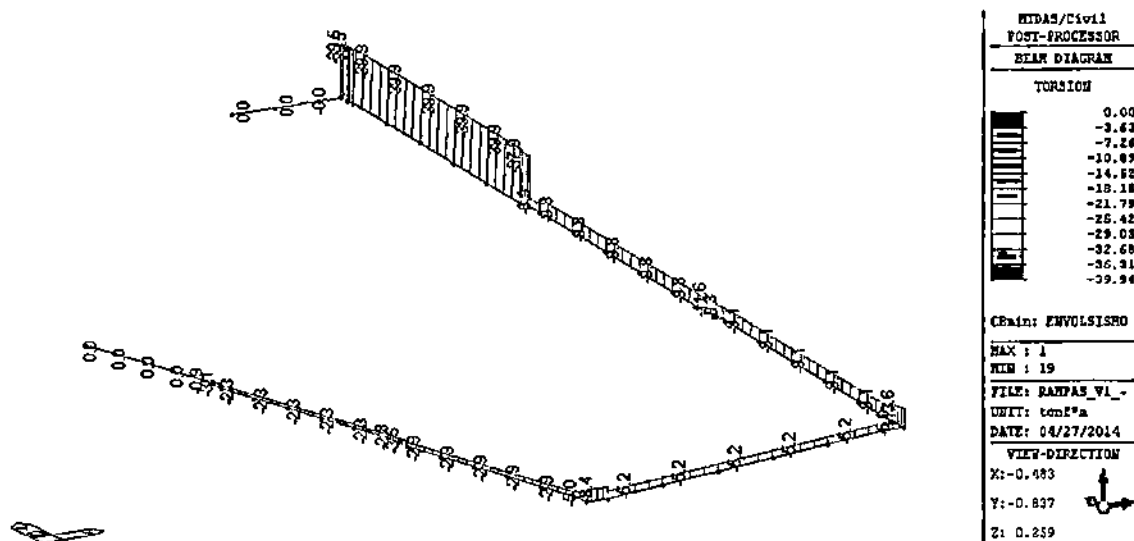


HIDAS/Civil POST-PROCESSOR SHEAR DIAGRAM	
SHEAR-k	
	8.46
	6.19
	3.90
	1.61
	0.00
	-2.97
	-5.26
	-7.55
	-9.84
	-12.13
	-14.42
	-16.71
CEmin: ENVOLSI9NO	
MAX : 73	
MIN : 22	
FILE: RAMPAS_V1_	
UNIT: tonf	
DATE: 04/27/2014	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.483	
Y: -0.837	
Z: 0.259	

A continuación se presenta el diseño a cortante y torsión:

EJES	X (m)	Cortante Último por Grupo I de cargas (ton)	Envolvente Cortante por Grupo VII cargas (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	Sep con estribos máx. #6 Av = 5.68 cm ² (m)
Inicio	0.00	-10.90	-6.50	32.42	0.00	0.25
CL Entre Inicio y A-2	3.51	9.50	5.60	32.42	0.00	0.25
	7.02	16.20	11.60	32.42	0.00	0.25
A-2	7.62	-22.30	-12.90	32.42	0.00	0.25
	8.22	-19.10	-10.40	32.42	0.00	0.25
CL Entre A-2 y A-3	13.24	4.10	6.40	32.42	0.00	0.25
	18.25	19.60	10.30	32.42	0.00	0.25
A-3	18.85	-24.40	-14.50	32.42	0.00	0.25
	19.45	-20.90	-11.90	32.42	0.00	0.25
CL Entre A-3 y A-4	24.47	-5.40	5.70	32.42	0.00	0.25
	29.48	19.70	11.70	32.42	0.00	0.25
A-4	30.23	-22.30	-15.20	32.42	0.00	0.25
	30.98	-18.30	-12.50	32.42	0.00	0.25
CL Entre A-4 y B-4	35.77	3.80	12.10	32.42	0.00	0.25
	40.56	18.60	15.80	32.42	0.00	0.25
B-4	41.31	20.50	16.60	32.42	0.00	0.25
	42.06	-16.60	-13.00	32.42	0.00	0.25
CL Entre B-4 y B-3	47.08	6.60	11.10	32.42	0.00	0.25
	52.09	22.10	19.60	32.42	0.00	0.25
B-3	52.69	24.10	21.30	32.42	0.00	0.25
	53.29	-18.00	-16.60	32.42	0.00	0.25
CL Entre B-3 y B-2	58.31	5.20	-10.00	32.42	0.00	0.25
	63.32	20.70	15.10	32.42	0.00	0.25
B-2	63.92	-26.90	-16.20	32.42	0.00	0.125
	64.52	-24.50	-15.70	32.42	0.00	0.125
CL Entre B-2 y B-1	69.54	-9.00	5.40	32.42	0.00	0.125
	74.56	15.60	12.90	32.42	0.00	0.125
B-1	75.31	17.20	-16.70	32.42	0.00	0.125
	76.07	-14.70	-14.20	32.42	0.00	0.25
CL Entre B-1 y Fin	77.96	-11.80	-6.70	32.42	0.00	0.25
Fin	79.85	0.00	0.00	32.42	0.00	0.25

REVISIÓN POR TORSIÓN:



$$\phi * \sqrt{f_c} / 12 * (A_{cp}^2 / P_{cp}) = 2.54 \text{ t-m}$$

Torsión max. (Grupo VII cargas) = 39.90 t-m
Cortante (Grupo 1 cargas) = 14.40 ton
Vs = 0.00 ton

$$v (\sqrt{v_u^2 + (T_u * P_h / (1.7 * A_{oh}^2))^2}) = 0.39 \text{ OK} \leq \phi * (v_c + 2 * \sqrt{f_c} / 3) = 3.75$$

s transversal con $\epsilon \# 6 = 0.129 \text{ m}$
Av+t / s = 44.11 cm²
S final para estribos combinados = 0.129 m OK

Refuerzo en las caras de las vigas:

Ref longitudinal por torsión: $A_t = 5.81 \text{ cm}^2$
con No4: $\rightarrow$

5.0 Barras	c / 0.100 m
3.0 Barras	c / 0.200 m En cada cara

4.9 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS

A continuación se presenta el análisis a flexo-compresión y cortante de las columnas:

MIDAS/Civil RC Column Checking Result

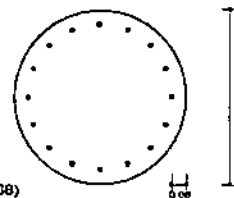
MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:_URAMPAS_V1_20042014.mdb

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LFD96
Unit System tonf, m
Member Number 68
Material Data $f_c' = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
Column Height 1.3625 m
Section Property P70 (No : 2)
Rebar Pattern

	Pos.1	Pos.2	Pos.3
Layer 1	16-#9.0	-	-

Total Rebar Area $A_{st} = 0.0103228$ m² (Rho_{st} = 0.0208)



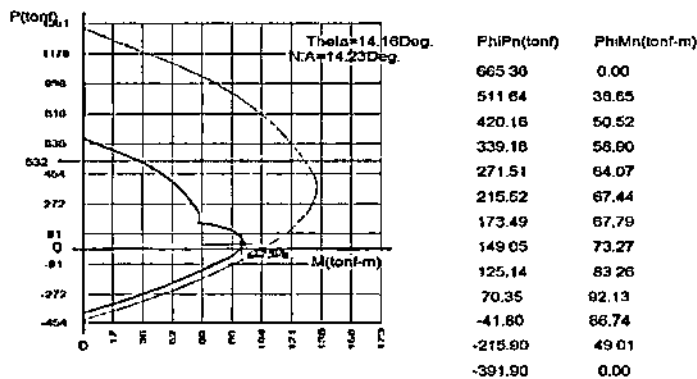
2. Applied Loads

Load Combination 5 AT (I) Point
 $P_u = 32.1945$ tonf, $M_{cy} = 89.2665$, $M_{cz} = 22.6353$, $M_c = 92.0018$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\Phi P_n\text{-max} = 532.289$ tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\Phi P_n = 32.1945 / 532.289 = 0.991 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{cy}/\Phi M_{ny} = 89.2665 / 90.8039 = 0.983 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\Phi M_{nz} = 22.6353 / 22.9163 = 0.988 < 1.000$ O.K
 $M_c/\Phi M_n = 92.0018 / 93.6510 = 0.983 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 3.65984$ tonf (Load Combination 7)
 Shear Strength by Conc $\Phi V_c = 32.6388$ tonf
 Shear Strength by Rebar $\Phi V_s = 25.9092$ tonf (2.0-#4 @200)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 3.65984 / 58.5480 = 0.063 < 1.000$ O.K

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

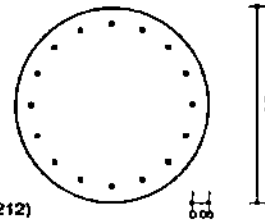
MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:_RAMPAS_V1_20042014.mcb

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LFD96
Unit System tonf, m
Member Number 138
Material Data $f_c' = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
Column Height 1.3625 m
Section Property P70 (No : 2)
Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	16- #8.8	-	-

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00815482$ m² (Rho_{st} = 0.0212)



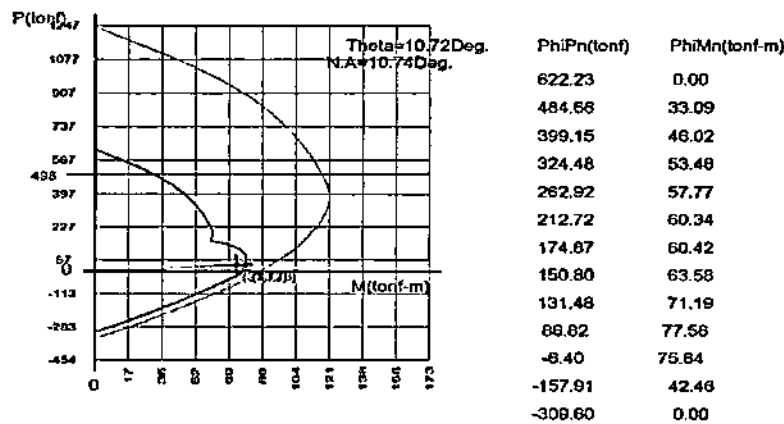
2. Applied Loads

Load Combination 5 AT (I) Point
 $P_u = 30.9352$ tonf, $M_{cy} = 71.8682$, $M_{cz} = 13.6341$, $M_c = 73.1500$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $\Phi P_n - \max = 497.784$ tonf
Axial Load Ratio $P_u / \Phi P_n = 30.9352 / 32.8897 = 0.941 < 1.000$ O.K
Moment Ratio $M_{cy} / \Phi M_{ny} = 71.8682 / 76.5180 = 0.939 < 1.000$ O.K
 $M_{cz} / \Phi M_{nz} = 13.6341 / 14.4860 = 0.941 < 1.000$ O.K
 $M_c / \Phi M_n = 73.1500 / 77.8782 = 0.939 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 3.65984$ tonf (Load Combination 7)
Shear Strength by Conc $\Phi V_c = 32.5492$ tonf
Shear Strength by Rebar $\Phi V_s = 25.9092$ tonf (2.0-#4 @200)
Shear Ratio $V_u / \Phi V_n = 3.65984 / 58.4584 = 0.063 < 1.000$ O.K

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

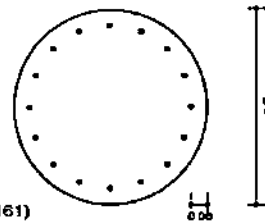
MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\L\RAMPAS_V1_20042014.mcb

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LFD96
Unit System tonf, m
Member Number 60
Material Data $f_c' = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
Column Height 1.4625 m
Section Property P70 (No : 2)
Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	18-#7 / 7	-	-

Total Rebar Area $A_{st} = 0.00618354$ m² (RhoSt = 0.0161)



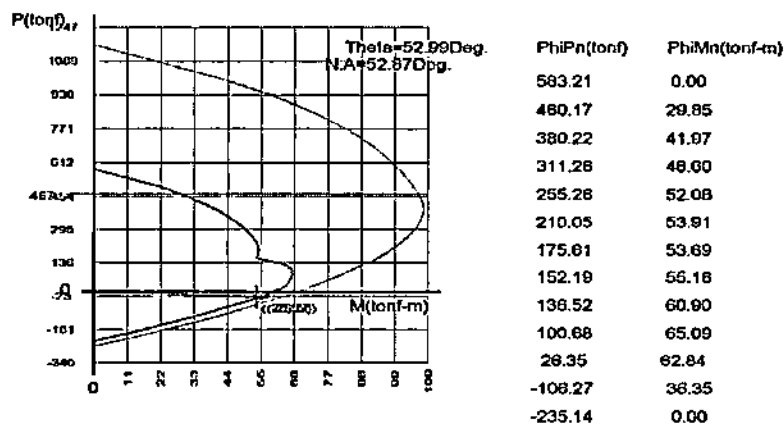
2. Applied Loads

Load Combination 2 AT (I) Point
 $P_u = -25.757$ tonf, $M_{cy} = 32.0468$, $M_{cz} = 42.3317$, $M_o = 53.0938$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load ΦP_n -max = 468.565 tonf
 Axial Load Ratio $P_u/\Phi P_n = -25.757 / -26.410 = 0.975 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{cy}/\Phi M_{ny} = 32.0468 / 32.9728 = 0.972 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\Phi M_{nz} = 42.3317 / 43.7477 = 0.968 < 1.000$ O.K
 $M_o/\Phi M_n = 53.0938 / 54.7819 = 0.969 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength $V_u = 6.64388$ tonf (Load Combination 7)
 Shear Strength by Conc $\Phi V_c = 31.5480$ tonf
 Shear Strength by Rebar $\Phi V_s = 25.9092$ tonf (2.0-#4 @200)
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 6.64388 / 57.4572 = 0.116 < 1.000$ O.K

4.10 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ZAPATAS

Las siguientes son las reacciones obtenidas con la modelación de las estructuras, debidas a las combinaciones de carga, para el diseño de las zapatas:

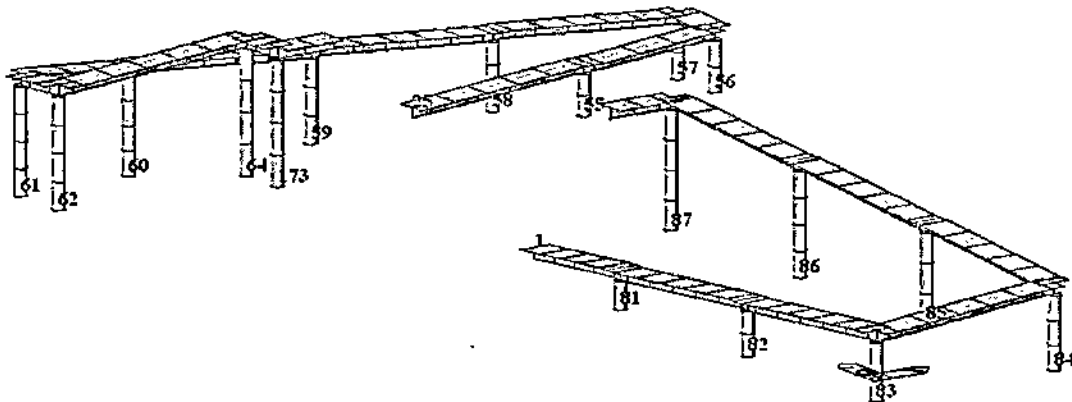


Figura 8. Numeración de los Nodos de Apoyo - Modelo

Node	Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf*m)	MY (tonf*m)	MZ (tonf*m)
1	G01	0.02	-1.59	7.24	0.00	0.00	0.00
25	G01	12.70	0.01	11.33	0.00	0.00	0.00
55	G01	-6.45	0.44	29.79	-0.97	-4.41	0.03
56	G01	-4.20	0.32	14.73	-0.04	-3.48	-0.48
57	G01	-7.83	-0.90	21.14	1.14	-5.87	-0.43
58	G01	0.11	0.04	32.75	-0.16	0.39	0.00
59	G01	0.08	-0.03	32.55	0.13	0.35	0.00
60	G01	1.96	-0.11	29.30	0.39	3.98	-0.13
61	G01	1.58	0.12	14.99	-0.69	3.46	-0.39
62	G01	4.29	0.55	24.79	-1.57	8.47	-0.30
64	G01	-3.34	-0.35	24.71	1.13	-7.83	-0.25
81	G01	-0.03	-4.88	27.91	2.50	-0.13	-0.03
82	G01	0.19	-2.13	31.85	2.14	-0.32	-0.03
83	G01	8.15	8.68	30.25	-8.88	7.26	-0.13
84	G01	-8.01	3.60	29.99	-0.82	-11.62	-0.68
85	G01	0.93	-3.74	33.30	8.78	6.30	-0.98
86	G01	-2.40	0.30	37.65	1.41	2.22	0.57



Agencia Nacional de
Infraestructura

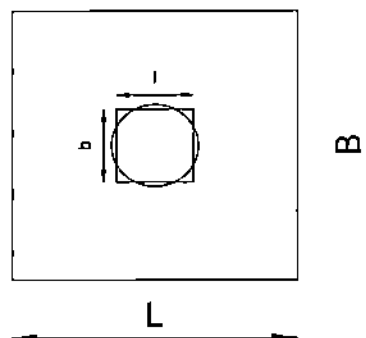


ANEXO 1 - MEMORIAS

DISEÑO ZAPATAS A1

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
A-1	29.89	299	27.00	270	23.17	232	9.3	93.3



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm} =	2.6 kg/cm ² =	260 kN/m ²
------------------	--------------------------	-----------------------

4 -Materiales

f'_c =	28 MPa
f_y =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 298.9 kN
 Peso propio (14%) 41.85 kN
 ΣP 341 kN

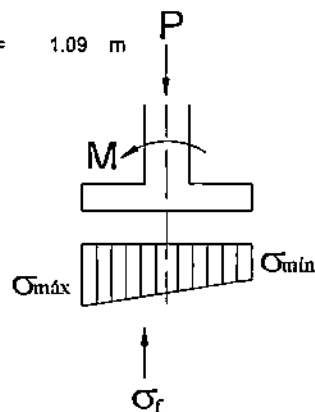
Excentricidad (e)= 1.09 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 1.31 m² L= 1.14 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max} = 247.66 kN/m²
 OK



6 -Análisis de Flexión

$f_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (247.66-0) = 157.23 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 165 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 280.069 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	280.1	230	52	0.001204	29.90	15.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

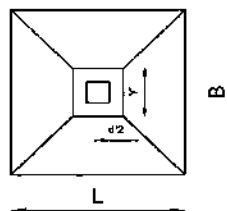
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (247.66-0) = 185.23 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 203 \text{ KN}$$

$$V_u = 366 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{366.19}{1.14 \cdot 0.52} = 617.54 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (247.66-0) = 213.22 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 160 \text{ KN} \quad V_u = 286.59 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{286.59}{2.30 \cdot 0.52} = 241.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1398.2 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

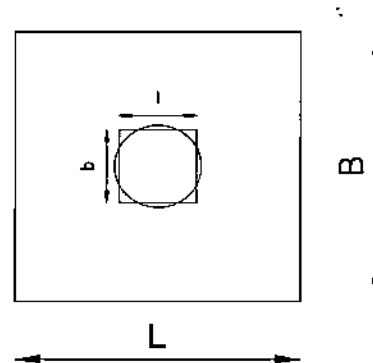
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-3	34.82	348	32.01	320	11.34	113	9.1	90.5



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

$l = 0.62$ m
 $b = 0.62$ m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

$f_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 348.2 kN
Peso propio (14%) 48.75 kN
 $\Sigma P = 397$ kN

Excentricidad (e)= 1.08 m

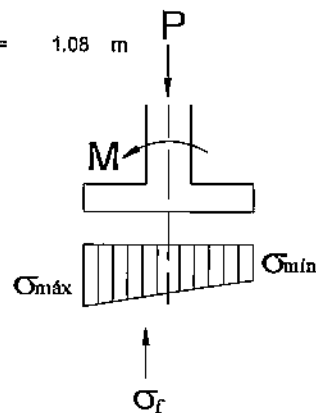
Suponiendo reaccion uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 1.53 \text{ m}^2 \quad L = 1.24 \text{ m}$$

L Final= 2.4 m B final= 2.4 m

$$\sigma_{max} = 254.2 \text{ KN/m}^2$$

OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.51}{2.4} (254.2-0) = 159.95 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 198 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 336.589 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	336.6	240	52	0.001389	31.20	16.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

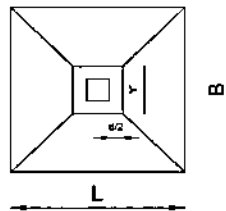
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.4} (254.2-0) = 187.49 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 232 \text{ KN}$$

$$V_u = 418 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{418.16}{1.14 \cdot 0.52} = 705.17 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.030}{2.4} (254.2-0) = 215.03 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 197 \text{ KN} \quad V_u = 354.89 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{354.89}{2.40 \cdot 0.52} = 284.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1628.81 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

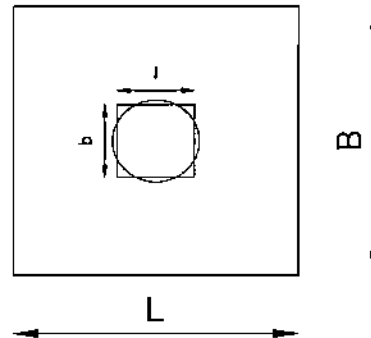
$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m} \quad l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A6

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-6	14.32	143	29.10	291	5.15	51.5	11.9	119



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 143.2 kN
 Peso propio (14%) 20.04 kN
 $\Sigma P = 163 \text{ kN}$

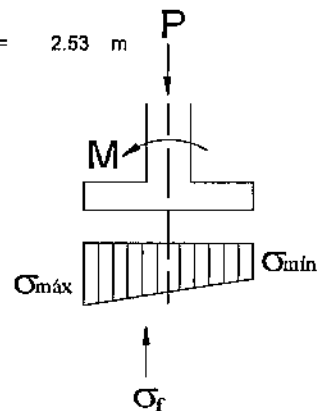
Excentricidad (e)= 2.53 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.63 \text{ m}^2$ L= 0.79 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$\sigma_{max} = 234.74 \text{ KN/m}^2$
 OK



6 - Analisis de Flexión

$f'c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.74-0) = 149.03 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 156 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 284.422 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	Colocar
M	264.4	230	52	0.001136	29.90	15.0 # 5 / c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

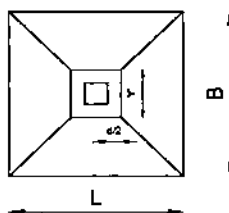
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (234.74-0) = 175.56 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 192 \text{ KN}$$

$$V_u = 346 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{345.91}{1.14 \cdot 0.52} = 583.33 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (234.74-0) = 202.10 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 151 \text{ KN} \quad V_u = 272.68 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{272.68}{2.30 \cdot 0.52} = 227.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 669.573 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

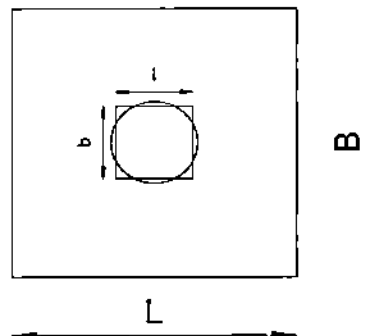
$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m}$$

$$l_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A7

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-7	18.85	188	15.06	151	2.07	20.7	9.6	95.8



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 188.5 kN
 Peso propio (14%) 26.39 kN
 $\Sigma P = 215 \text{ kN}$

Excentricidad (e)= 1.10 m

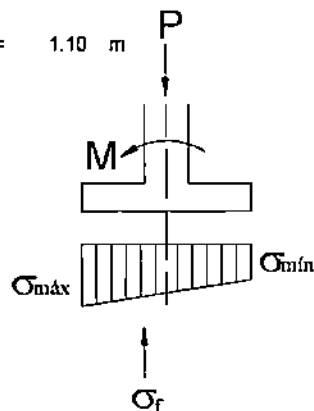
Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.83 \text{ m}^2 \quad L = 0.91 \text{ m}$$

L Final= 2 m B final= 2 m

$$\sigma_{max} = 231.58 \text{ KN/m}^2$$

OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.31}{2} (231.58-0) = 151.71 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 90.7 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 154.149 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
-M	154.1	200	52	0.000759	26.00	13.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

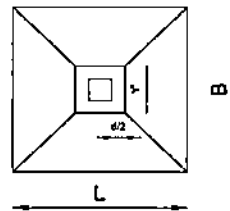
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.570}{2} (231.58-0) = 181.81 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 131 \text{ KN}$$

$$V_u = 236 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{235.94}{1.14 \cdot 0.52} = 397.89 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.830}{2} (231.58-0) = 211.92 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 71.1 \text{ KN} \quad V_u = 127.94 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{127.94}{2.00 \cdot 0.52} = 123.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 881.63 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

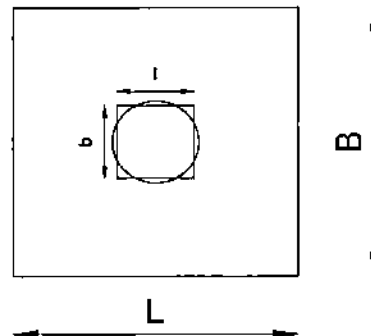
$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m}$$

$$l_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B1

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-1	24.71	247	27.31	273	11.31	113	9.0	90.4



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}	=	2.6 kg/cm ²	=	260 kN/m ²
----------------	---	------------------------	---	-----------------------

4 -Materiales

f'_c	=	28 MPa
f_y	=	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 247.1 kN
 Peso propio (14%) 34.59 kN
 ΣP 282 kN

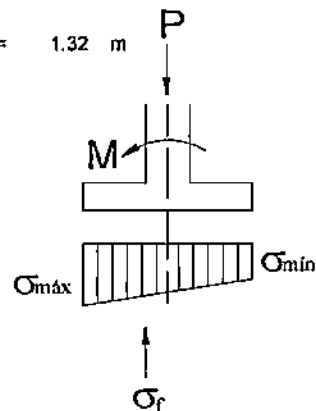
Excentricidad (e)= 1.32 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 1.08 m² L= 1.04 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max} = 237.25 KN/m²
 OK



6 - Analisis de Flexión

$f_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (237.25-0) = 150.62 \text{ KN/m}^2$$

H Zapata= 0.6 m

Recubrimiento= 0.08 m

M en el borde de la columna = 157 KN-m

$$\phi M_n = 267.462 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
267.5	230	52	0.001149	29.90	15.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

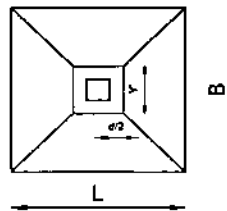
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (237.25-0) = 177.44 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 194 \text{ KN}$$

$$V_u = 350 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{349.85}{1.14 \cdot 0.52} = 589.98 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (237.25-0) = 204.26 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 153 \text{ KN} \quad V_u = 275.77 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{275.77}{2.30 \cdot 0.52} = 230.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1155.53 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

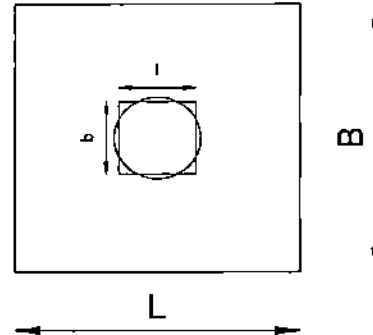
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B2

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-2	17.98	180	46.21	462	14.10	141	10.6	106



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f _c =	28 MPa
f _y =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 179.8 kN
Peso propio (14%) 25.17 kN
 $\Sigma P = 205 \text{ kN}$

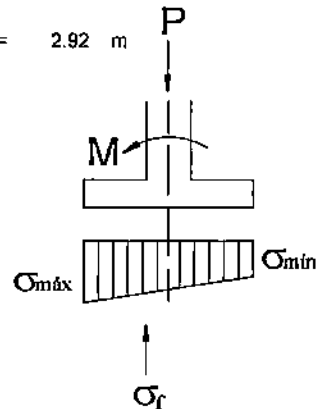
Excentricidad (e)= 2.92 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.79 \text{ m}^2$ L= 0.89 m

L Final= 2.6 m B final= 2.6 m

$\sigma_{max} = 234.89 \text{ KN/m}^2$
OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_r = -174 + \frac{1.61}{2.6} (234.89 - 174.24) = 79.13 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 215 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 364.997 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	365.0	260	52	0.001391	33.80	17.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

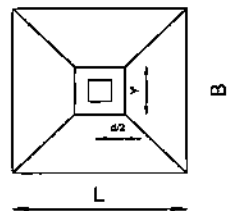
$$\sigma_{(d/2)} = -174 + \frac{1.870}{2.6} (234.89 - 174.24) = 120.05 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 225 \text{ KN}$$

$$V_u = 405 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{405.36}{1.14 \cdot 0.52} = 683.59 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = -174 + \frac{2.130}{2.6} (234.89 - 174.24) = 160.96 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 227 \text{ KN} \quad V_u = 407.75 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{407.75}{2.60 \cdot 0.52} = 301.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 841.019 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

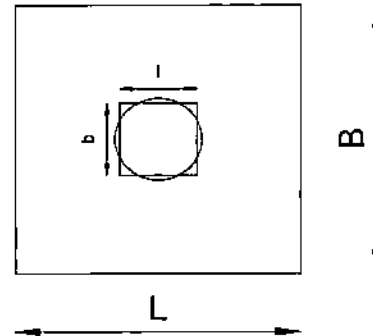
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B4

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
B-4	19.16	192	43.50	435	4.15	41.5	9.9	99.2



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$

4 -Materiales

$f'_c = 28 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$

5 -Area de cimentación

Columnas 191.6 kN
 Peso propio (14%) 26.82 kN
 $\Sigma P = 218 \text{ kN}$

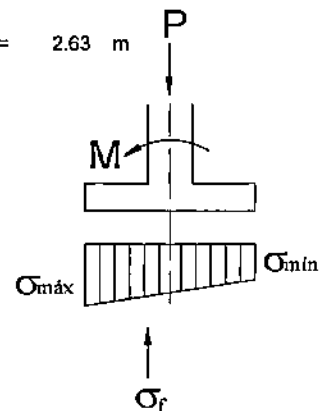
Excentricidad (e)= 2.63 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentación= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.84 \text{ m}^2$ L= 0.92 m

L Final= 2.5 m B final= 2.5 m

$\sigma_{max} = 255.76 \text{ KN/m}^2$
 OK



6 - Analisis de Flexión

$f_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.56}{2.5} (255.76-0) = 159.61 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 228 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 388.358 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	388.4	250	62	0.001079	38.75	20.0 # 5 / c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

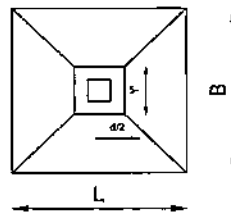
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.870}{2.5} (255.76-0) = 191.33 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y' = 1.24$$

$$V(d/2) = 246 \text{ KN}$$

$$V_u = 442 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{442.40}{1.24 \cdot 0.62} = 575.28 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.180}{2.5} (255.76-0) = 223.04 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V(d) = 180 \text{ KN} \quad V_u = 323.13 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{323.13}{2.50 \cdot 0.62} = 208.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 895.94 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

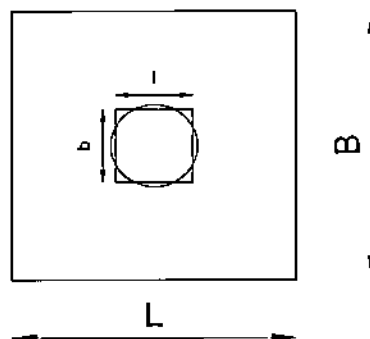
$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m}$$

$$L_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B5

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
8-5	19.63	196	29.26	293	3.88	38.8	8.2	81.6



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$

4 -Materiales

$f_c = 28 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$

5 -Area de cimentacion

Columnas 196.3 kN
Peso propio (14%) 27.49 kN
 $\Sigma P = 224 \text{ kN}$

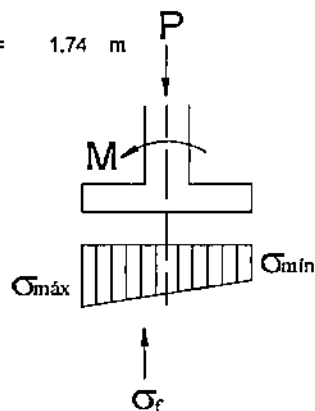
Excentricidad (e)= 1.74 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.86 \text{ m}^2$ L= 0.93 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$\sigma_{max} = 234.31 \text{ KN/m}^2$
OK



6 - Analisis de Flexión

$f_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.31-0) = 148.75 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 155 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 263.902 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	263.9	230	52	0.001134	29.90	15.0 # 5 / c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

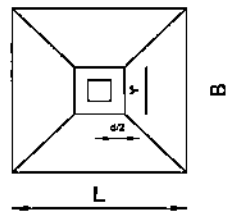
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (234.31-0) = 175.24 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 192 \text{ KN}$$

$$V_u = 345 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{345.24}{1.14 \cdot 0.52} = 582.21 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (234.31-0) = 201.73 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 151 \text{ KN} \quad V_u = 272.15 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{272.15}{2.30 \cdot 0.52} = 227.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 918.239 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

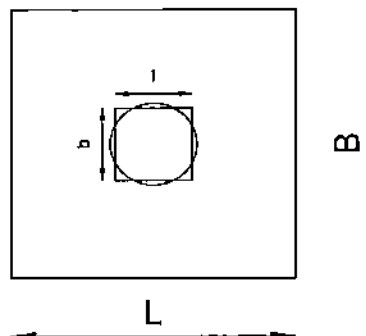
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$L_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B7

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
B-7	20.16	202	22.73	227	13.66	137	8.5	85



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'_c	=	28 MPa
f_y	=	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 201.6 kN
 Peso propio (14%) 28.23 kN
 ΣP 230 kN

Excentricidad (e)= 1.38 m

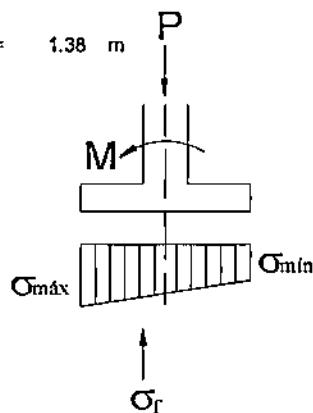
Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.88 \text{ m}^2 \quad L = 0.94 \text{ m}$$

L Final= 2.1 m B final= 2.1 m

$$\sigma_{max} = 257.63 \text{ KN/m}^2$$

OK



6 - Analisis de Flexión

$f_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.36}{2.1} (257.63-0) = 166.87 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 122 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 208.076 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²) (Colocar)
M	208.1	210	52	0.000978	27.30 14.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

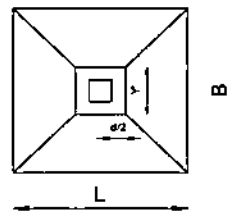
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.620}{2.1} (257.63-0) = 198.77 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 168 \text{ KN}$$

$$V_u = 302 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{301.86}{1.14 \cdot 0.52} = 509.05 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.880}{2.1} (257.63-0) = 230.66 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 107 \text{ KN} \quad V_u = 192.5 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{192.50}{2.10 \cdot 0.52} = 176.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 942.959 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

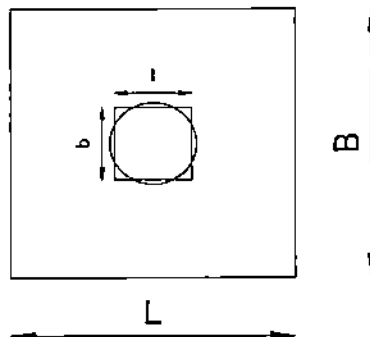
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$L_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS C3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
C-3	30.55	306	31.63	316	11.20	112	9.1	91.4



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 305.5 kN
Peso propio (14%) 42.77 kN
 ΣP 348 kN

Excentricidad (e)= 1.21 m

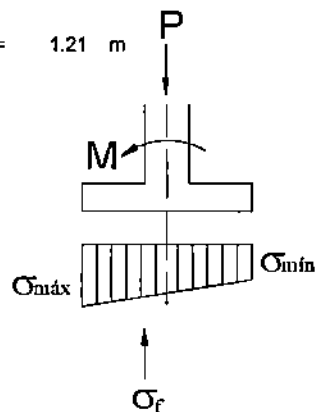
Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 1.34 \text{ m}^2 \quad L = 1.16 \text{ m}$$

L Final= 2.4 m B final= 2.4 m

$$\sigma_{max} = 244.08 \text{ KN/m}^2$$

OK



6 -Análisis de Flexión

$f_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.51}{2.4} (244.08-0) = 153.59 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 190 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 322.263 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	322.3	240	52	0.001329	31.20	16.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

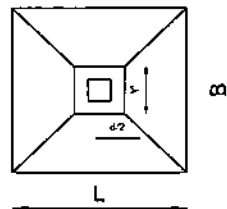
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.4} (244.08-0) = 180.03 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V_{(d/2)} = 223 \text{ KN}$$

$$V_u = 401 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{400.52}{1.14 + 0.52} = 675.43 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.030}{2.4} (244.08-0) = 206.47 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V_{(d)} = 189 \text{ KN} \quad V_u = 339.97 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{339.97}{2.40 + 0.52} = 272.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1428.91 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

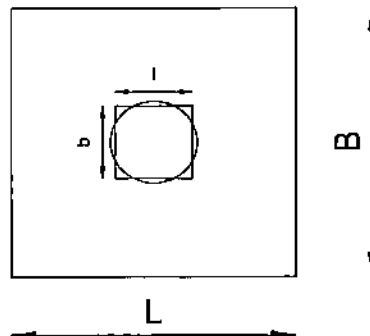
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A2

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-2	14.85	148	15.13	151	2.73	27.3	7.8	77.7



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}	2.6 kg/cm ²	=	260 kN/m ²
----------------	------------------------	---	-----------------------

4 -Materiales

f'_c	=	28 MPa
f_y	=	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 148.5 kN
Peso propio (14%) 20.79 kN
 ΣP 169 kN

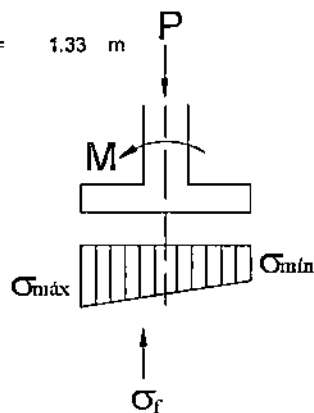
Excentricidad (e)= 1.33 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.65 m² L= 0.81 m

L Final= 1.9 m B final= 1.9 m

σ_{max} = 244.26 KN/m²
OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.26}{1.9} (244.26-0) = 162.01 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 78.7 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 133.841 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	133.8	190	52	0.000693	24.70	13.0 # 5 / c 14.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

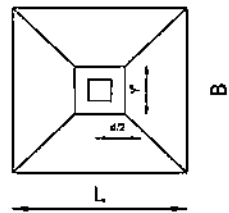
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.520}{1.9} (244.26-0) = 195.43 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 120 \text{ KN}$$

$$V_u = 216 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{215.53}{1.14 \cdot 0.52} = 363.47 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.780}{1.9} (244.26-0) = 228.86 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 51 \text{ KN} \quad V_u = 91.824 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{91.82}{1.90 \cdot 0.52} = 92.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 694.461 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

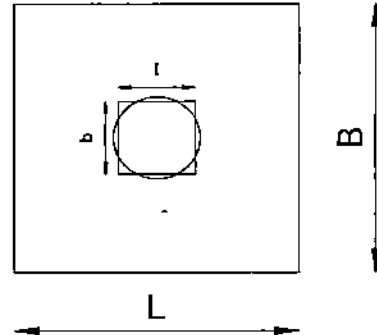
$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m} \quad l_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
A-3	16.64	166	26.97	270	3.00	30	11.2	112



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentación

Columnas 166.4 kN
Peso propio (14%) 23.3 kN
 $\Sigma P = 190 \text{ kN}$

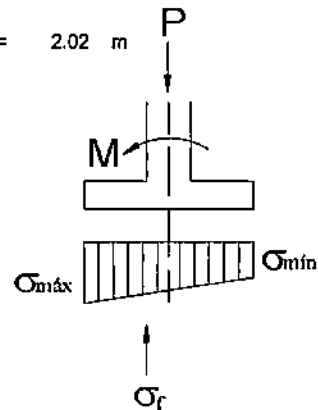
Excentricidad (e)= 2.02 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentación} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.73 \text{ m}^2 \quad L = 0.85 \text{ m}$$

L Final= 2.2 m B final= 2.2 m

$$\sigma_{max} = 255.51 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.41}{2.2} (255.51-0) = 163.78 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 144 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 245.595 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	Colocar
M	245.6	220	52	0.001103	28.60	15.0 # 5 / c 14.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

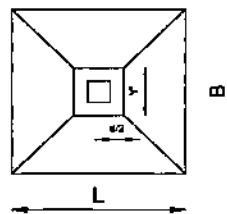
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.670}{2.2} (255.51-0) = 193.98 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 188 \text{ KN}$$

$$V_u = 338 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{338.11}{1.14 \cdot 0.52} = 570.18 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.930}{2.2} (255.51-0) = 224.17 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 135 \text{ KN} \quad V_u = 242.93 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{242.93}{2.20 \cdot 0.52} = 212.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 778.386 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

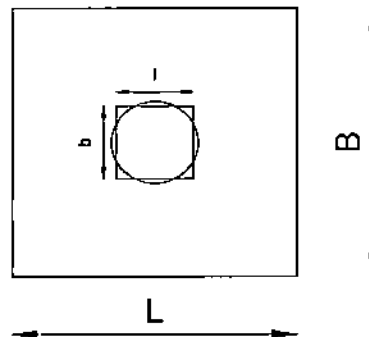
$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m}$$

$$l_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A4

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-4	18.88	189	23.50	235	2.85	28.5	19.8	198



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}	=	2.6 kg/cm ²	=	260 kN/m ²
----------------	---	------------------------	---	-----------------------

4 -Materiales

f'_c	=	28 MPa
f_y	=	420 MPa

5 -Area de cimentación

Columnas 188.8 kN
 Peso propio (14%) 26.44 kN
 ΣP 215 kN

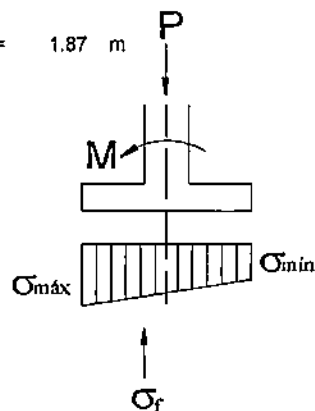
Excentricidad (e)= 1.87 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentación= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.83 m² L= 0.91 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max} = 239.58 KN/m²
 OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (239.58-0) = 152.10 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 159 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 270.284 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)	Ver
M	270.3	230	52	0.001162	29.90	15.0 #	5 / c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

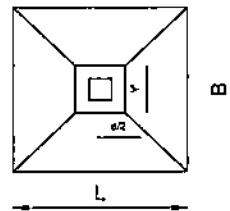
$$\sigma_{(u2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (239.58-0) = 179.18 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 196 \text{ KN}$$

$$V_u = 354 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{353.50}{1.14 \cdot 0.52} = 596.14 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(u)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (239.58-0) = 206.27 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 155 \text{ KN} \quad V_u = 278.64 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{278.64}{2.30 \cdot 0.52} = 232.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 883.201 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

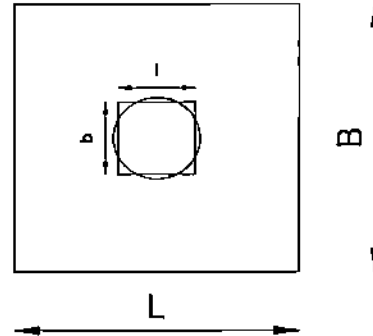
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$L_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B1'

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
B-1'	21.60	216	29.89	299	6.05	60.5	5.2	51.5



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 216 kN
Peso propio (14%) 30.24 kN
 $\Sigma P = 246 \text{ kN}$

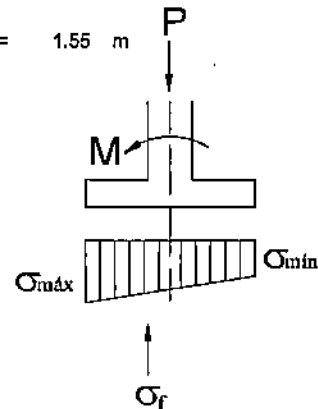
Excentricidad (e)= 1.55 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.95 \text{ m}^2$ L= 0.97 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$\sigma_{max} = 234.86 \text{ KN/m}^2$
OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.86-0) = 149.10 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 154 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 261.259 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	261.3	230	62	0.000787	35.65	18.0 # 5 / c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

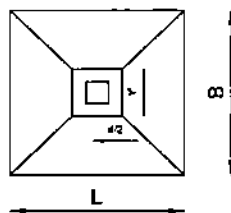
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.3} (234.86-0) = 180.76 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y = 1.24$$

$$V(d/2) = 181 \text{ KN}$$

$$V_u = 326 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{326.71}{1.24 \cdot 0.62} = 423.54 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.080}{2.3} (234.86-0) = 212.41 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V(d) = 106 \text{ KN} \quad V_u = 189.98 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{189.98}{2.30 \cdot 0.62} = 133.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1010.13 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

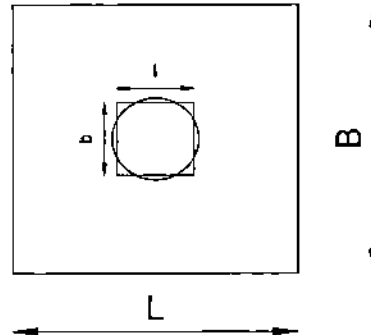
$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m}$$

$$l_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B2'

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-2'	21.41	214	57.50	575	14.62	146	8.6	86.3



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 214.1 kN
 Peso propio (14%) 29.98 kN
 $\Sigma P = 244 \text{ kN}$

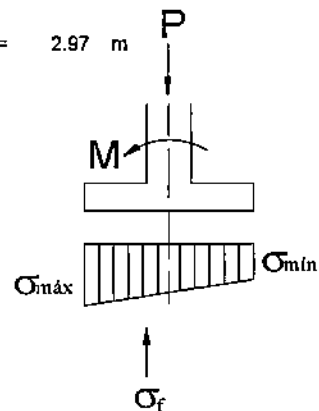
Excentricidad (e)= 2.97 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.94 \text{ m}^2$ L= 0.97 m

L Final= 2.7 m B final= 2.7 m

$\sigma_{max} = 254.31 \text{ KN/m}^2$
 OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.66}{2.7} (254.31-0) = 156.37 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 299 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 508.351 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	508.4	270	62	0.001311	41.85	21.0 # 5 / c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

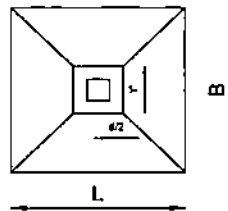
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.970}{2.7} (254.31-0) = 185.57 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y = 1.24$$

$$V(d/2) = 295 \text{ KN}$$

$$V_u = 531 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{530.75}{1.24 \cdot 0.62} = 690.16 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.280}{2.7} (254.31-0) = 214.77 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V(d) = 249 \text{ KN} \quad V_u = 448.18 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{448.18}{2.70 \cdot 0.62} = 267.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1001.5 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

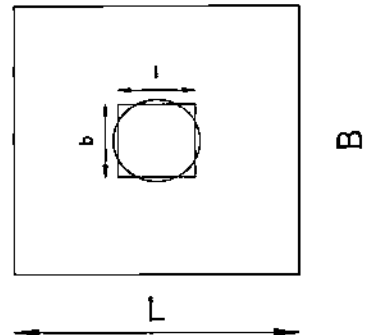
$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m}$$

$$L_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-3	19.60	196	51.93	519	29.33	293	16.9	169



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$

4 -Materiales

$f'_c = 28 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$

5 -Area de cimentacion

Columnas 196 kN
 Peso propio (14%) 27.44 kN
 $\Sigma P = 223 \text{ kN}$

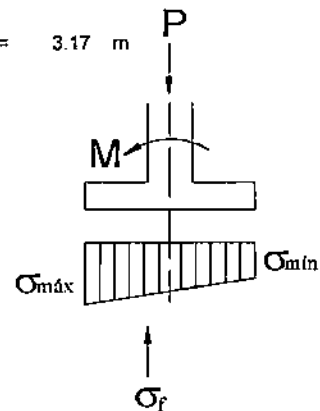
Excentricidad (e)= 3.17 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.86 \text{ m}^2$ L= 0.93 m

L Final= 2.9 m B final= 2.9 m

$\sigma_{max} = 200.64 \text{ KN/m}^2$
 OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.76}{2.9} (200.64 - 0) = 121.78 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 301 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 512.252 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (KN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	512.3	290	52	0.001755	37.70	19.0 # 5 / c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

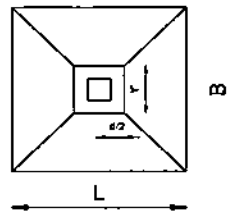
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{2.020}{2.9} (200.64 - 0) = 139.77 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 280 \text{ KN}$$

$$V_u = 505 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{504.61}{1.14 \cdot 0.52} = 850.97 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_{cc} = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.280}{2.9} (200.64 - 0) = 157.76 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 300 \text{ KN} \quad V_u = 539.41 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{539.41}{2.90 \cdot 0.52} = 357.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 916.818 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

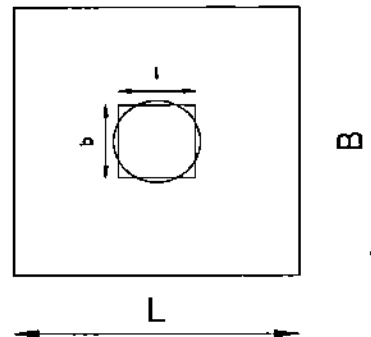
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$L_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B4'

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-4'	20.10	201	50.80	508	7.70	77	21.5	215



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$

4 -Materiales

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 201 kN
Peso propio (14%) 28.14 kN
 $\Sigma P = 229 \text{ kN}$

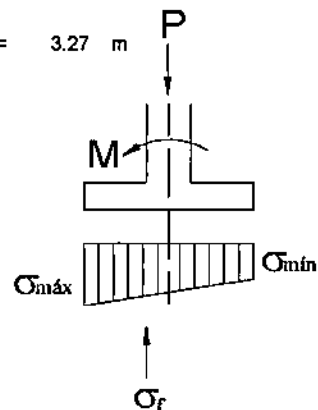
Excentricidad (e)= 3.27 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.88 \text{ m}^2$ L= 0.94 m

L Final= 2.8 m B final= 2.8 m

$\sigma_{max} = 234.33 \text{ KN/m}^2$
OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.71}{2.8} (234.33-0) = 143.12 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 311 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 528.963 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	529.0	280	62	0.001315	43.40	22.0 # 5 / c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

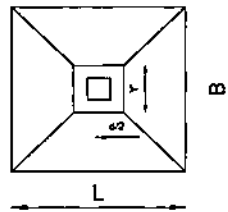
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{2.020}{2.8} (234.33-0) = 169.07 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y' = 1.24$$

$$V(d/2) = 294 \text{ KN}$$

$$V_u = 530 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{529.76}{1.24 \cdot 0.62} = 688.87 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.330}{2.8} (234.33-0) = 195.01 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V(d) = 253 \text{ KN} \quad V_u = 473.08 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{473.08}{2.80 \cdot 0.62} = 272.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 940.158 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m} \quad l_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$



Agencia Nacional de
Infraestructura



PROYECTO

ESTUDIOS Y DISEÑOS

PROYECTO DE CONCESIÓN,

AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER



TECHNOLOGY AND
MANAGEMENT LTD.

MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
Versión 0

RAMPAS PUENTE PEATONAL 11 NOVIEMBRE

Y

MURO SENDERO PEATONAL

CÚCUTA-NORTE DE SANTANDER., ABRIL 28 DE 2014

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	4
2	ESTUDIOS PREVIOS	4
3	NORMAS DE DISEÑO	5
4	RAMPAS DE ACCESO PUENTE ONCE DE NOVIEMBRE	5
4.1	PLANTA Y PERFIL ESTRUCTURAL DE LAS RAMPAS	6
4.2	SECCION TRANSVERSAL DE LA VIGA T	7
4.3	COLUMNAS	7
4.4	PARÁMETROS DE ANALISIS Y DISEÑO	8
4.4.1	MATERIALES	8
4.4.2	Acero de Refuerzo	8
4.5	EVALUACIÓN DE CARGAS	8
4.5.1	Carga Muerta	8
4.5.2	Carga Viva Peatonal	9
4.5.3	Cargas por Sismo	9
4.5.4	Carga de Viento	10
4.5.5	Fuerzas Térmicas	10
4.6	COMBINACIONES DE CARGA	11
4.7	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	12
4.8	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO	13
4.8.1	Diseño Rampa 1	13
4.8.2	Diseño Rampa 2	24
4.9	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS	34
4.10	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ZAPATAS	38
4.10.1	Diseño de Zapatas – Rampa 1	42
4.10.2	Diseño de Zapatas – Rampa 2	63
4.11	CALCULO DE DEFLEXIONES	78

4.12	CHEQUEO DE LA FRECUENCIA DE LA ESTRUCTURA	79
4.13	DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO	80
4.13.1	Neoprenos Rampa 1.....	80
4.13.2	Neoprenos Rampa 2.....	81
4.14	DISEÑO DE BORDILLOS POR METRO.....	83
5	MURO SENDERO EN CONCRETO REFORZADO	84
5.1	ALCANCE.....	84
5.2	METODOLOGÍA.....	84
5.3	MATERIALES.....	84
5.4	EVALUACIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.....	85
5.4.1	Cargas en Superficie	85
5.4.2	Parámetros del Suelo	85
5.4.3	Combinaciones de Carga.....	87
5.5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL	88
5.5.1	Diseño Muros con altura entre los 2.5 y los 5.0 metros.....	88

TABLA DE CONTENIDO DE FIGURAS

Figura 1. Localización Rampas Pte. Peatonal 11 Noviembre y Muro Sendero Peatonal	4
Figura 2. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 1	6
Figura 3. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 2	6
Figura 4. Sección Transversal	7
Figura 5. Geometría de las Columnas	7
Figura 6. Espectro de Diseño	9
Figura 7. Modelo General de las Estructuras	12
Figura 8. Numeración de los Nodos de Apoyo - Modelo	38
Figura 9. Deflexión Máxima por Carga Viva en Viga	78
Figura 10. Deflexión Máxima por Cargas Muertas en Viga	79
Figura 11. Empujes Considerados en el Análisis	86

Node	Load	Fx (tonf)	Fy (tonf)	Fz (tonf)	MX (tonf*m)	MY (tonf*m)	MZ (tonf*m)
87	G01	0.35	-0.25	26.53	1.57	2.19	0.00
1/3	G01	1.26	-0.08	17.69	0.53	2.45	-0.29
1	UG7X	3.33	11.42	6.42	0.00	0.00	0.00
25	UG7X	53.51	4.07	11.94	0.00	0.00	0.00
55	UG7X	1.38	14.28	24.42	32.10	4.14	1.43
56	UG7X	-0.11	12.30	25.51	18.49	2.35	8.74
57	UG7X	16.67	7.88	25.86	15.79	45.72	10.42
58	UG7X	2.82	5.97	32.61	21.26	8.82	0.00
59	UG7X	2.75	6.87	31.39	30.19	10.14	0.00
60	UG7X	12.04	8.99	29.22	39.52	32.34	6.46
61	UG7X	8.42	12.24	34.42	36.64	25.52	4.65
62	UG7X	12.76	12.58	39.62	35.97	38.95	4.04
64	UG7X	4.78	9.80	42.65	34.86	21.03	5.25
81	UG7X	11.65	-1.08	22.27	4.09	22.70	3.01
82	UG7X	16.76	0.65	24.96	4.50	40.46	2.94
83	UG7X	29.69	7.80	28.32	-4.27	56.64	3.73
84	UG7X	10.52	16.18	31.07	33.79	30.00	5.33
85	UG7X	15.70	9.38	27.12	37.39	74.67	7.60
86	UG7X	12.95	6.85	32.12	21.93	86.25	4.53
87	UG7X	7.73	1.40	32.40	9.08	44.84	0.00
173	UG7X	5.09	9.91	36.41	34.21	21.90	5.54
1	UG7Y	3.38	24.90	7.51	0.00	0.00	0.00
25	UG7Y	37.39	7.70	10.59	0.00	0.00	0.00
55	UG7Y	-1.15	18.57	23.26	42.23	1.25	3.10
56	UG7Y	1.00	14.36	28.27	22.59	3.10	5.91
57	UG7Y	12.75	10.67	30.24	20.50	34.09	12.85
58	UG7Y	1.76	12.24	29.45	43.88	5.81	0.00
59	UG7Y	1.59	14.88	28.73	65.25	6.23	0.00
60	UG7Y	7.91	15.87	26.97	69.32	21.15	14.35
61	UG7Y	5.71	13.56	37.06	40.96	16.96	7.79
62	UG7Y	11.41	13.99	44.84	40.50	34.76	4.81
64	UG7Y	3.49	13.58	52.24	48.02	17.01	3.32
81	UG7Y	6.79	1.37	23.45	6.47	12.80	1.94
82	UG7Y	9.49	3.03	25.79	7.55	21.96	1.75
83	UG7Y	20.50	9.23	27.70	-2.40	35.25	6.40

Node	Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf*m)	MY (tonf*m)	MZ (tonf*m)
84	UG7Y	2.18	32.19	30.15	76.20	11.54	3.77
85	UG7Y	9.56	25.34	29.40	77.90	43.99	2.75
86	UG7Y	4.72	15.35	36.61	48.85	36.57	4.58
87	UG7Y	4.27	3.54	28.53	19.77	24.52	0.00
173	UG7Y	3.80	13.71	45.83	47.44	16.80	3.57
1	UG7X	-3.31	-13.75	4.18	0.00	0.00	0.00
25	UG7X	-34.89	-4.05	4.66	0.00	0.00	0.00
55	UG7X	-10.84	-13.64	20.31	-33.52	-10.61	-1.39
56	UG7X	-6.03	-11.84	-2.59	-18.55	-7.45	-9.44
57	UG7X	-28.14	-9.19	6.52	-14.13	-54.32	-11.05
58	UG7X	-2.66	-5.91	17.18	-21.50	-8.25	0.00
59	UG7X	-2.64	-6.91	18.50	-30.00	-9.62	0.00
60	UG7X	-9.18	-9.16	16.31	-38.95	-26.52	-6.65
61	UG7X	-6.10	-12.07	-9.64	-37.65	-20.45	-5.23
62	UG7X	-6.47	-11.77	-0.40	-38.26	-26.54	-4.48
64	UG7X	-9.67	-10.31	-3.19	-33.20	-32.50	-5.61
81	UG7X	-11.70	-6.06	19.37	-0.44	-22.88	-3.05
82	UG7X	-16.48	-3.77	22.85	-1.36	-40.93	-2.98
83	UG7X	-17.75	4.93	17.50	-8.75	-46.01	-3.92
84	UG7X	-22.26	-10.91	14.78	-34.99	-47.03	-6.33
85	UG7X	-14.34	-14.85	23.97	-24.52	-65.44	-9.04
86	UG7X	-16.47	-6.41	25.74	-19.87	-83.01	-3.70
87	UG7X	-7.22	-1.77	9.56	-6.79	-41.63	0.00
173	UG7X	-3.25	-10.03	-7.24	-33.44	-18.31	-5.97
1	UG7Y	-3.36	-27.23	3.09	0.00	0.00	0.00
25	UG7Y	-18.77	-7.68	6.01	0.00	0.00	0.00
55	UG7Y	-8.30	-17.92	21.47	-43.65	-7.72	-3.06
56	UG7Y	-7.15	-13.90	-5.35	-22.64	-8.20	-6.61
57	UG7Y	-24.22	-11.99	2.14	-18.83	-42.69	-13.48
58	UG7Y	-1.60	-12.18	20.35	-44.12	-5.24	0.00
59	UG7Y	-1.48	-14.92	21.16	-65.06	-5.71	0.00
60	UG7Y	-5.04	-16.04	18.56	-68.76	-15.33	-14.54
61	UG7Y	-3.39	-13.39	-12.28	-41.98	-11.89	-8.37
62	UG7Y	-5.12	-13.18	-5.63	-42.79	-22.35	-5.25
64	UG7Y	-8.38	-14.09	-12.77	-46.36	-28.47	-3.68



TECHNOLOGY AND
MANAGEMENT LTD.

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
RAMPAIS PUENTE PEATONAL 11 NOVIEMBRE
Y MURO SENDERO PEATONAL
CUCUTA – NORTE DE SANTANDER

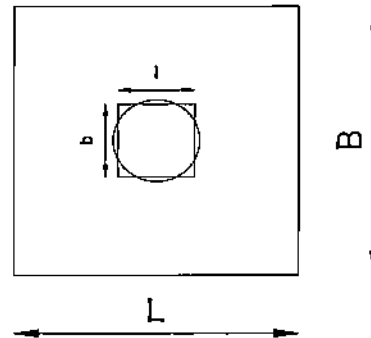
Nodo	Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf*m)	MY (tonf*m)	MZ (tonf*m)
81	UG7-Y	-6.84	-8.52	18.19	-2.81	-12.98	-1.99
82	UG7-Y	-9.22	-6.16	22.02	-4.41	-22.43	-1.80
83	UG7-Y	-8.56	3.50	18.13	-10.62	-24.62	-6.59
84	UG7-Y	-13.92	-26.92	15.70	-77.39	-28.57	-4.77
85	UG7-Y	-8.20	-30.81	21.70	-65.03	-34.75	-4.19
86	UG7-Y	-8.24	-14.91	21.25	-46.79	-33.32	-3.75
87	UG7-Y	-3.76	-3.91	13.43	-17.47	-21.32	0.00
173	UG7-Y	-1.95	-13.83	-16.65	-46.67	-13.21	-4.00
1	U_G01	0.03	-2.43	11.09	0.00	0.00	0.00
25	U_G01	19.47	0.01	17.36	0.00	0.00	0.00
55	U_G01	-9.89	0.68	45.19	-1.49	-6.76	0.04
56	U_G01	-6.43	0.48	22.00	-0.06	-5.33	-0.73
57	U_G01	-12.00	-1.38	31.79	1.74	-8.99	-0.66
58	U_G01	0.17	0.07	49.42	-0.25	0.60	0.00
59	U_G01	0.12	-0.04	48.94	0.19	0.54	0.00
60	U_G01	3.00	-0.18	43.78	0.59	6.10	-0.20
61	U_G01	2.42	0.18	21.75	-1.06	5.30	-0.50
62	U_G01	6.58	0.85	36.74	-2.40	12.98	-0.46
64	U_G01	-5.11	-0.54	36.46	1.74	-12.00	-0.38
81	U_G01	-0.05	-7.47	42.47	3.83	-0.20	-0.04
82	U_G01	0.29	-3.27	48.33	3.28	-0.50	-0.04
83	U_G01	12.49	13.31	45.71	-13.62	11.12	-0.20
84	U_G01	-12.28	5.51	45.14	-1.25	-17.81	-1.04
85	U_G01	1.42	-5.73	50.05	13.46	9.66	-1.50
86	U_G01	-3.68	0.47	56.54	2.16	3.40	0.87
87	U_G01	0.54	-0.38	39.32	2.40	3.35	0.00
173	U_G01	1.93	-0.13	25.69	0.81	3.75	-0.45

4.10.1 Diseño de Zapatas -- Rampa 1

DISEÑO ZAPATAS A1

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-1	29.89	299	27.00	270	23.17	232	9.3	93.3



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$

4 -Materiales

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 298.9 kN
Peso propio (14%) 41.85 kN
 $\Sigma P = 341 \text{ kN}$

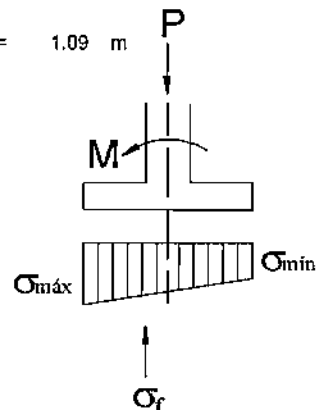
Excentricidad (e)= 1.09 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 1.31 \text{ m}^2$ L= 1.14 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$\sigma_{max} = 247.66 \text{ KN/m}^2$
OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (247.66-0) = 157.23 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 165 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 280.069 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	280.1	230	52	0.001204	29.90	15.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

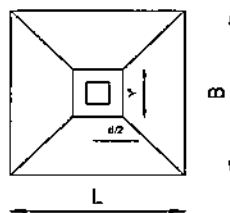
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (247.66-0) = 185.23 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 203 \text{ KN}$$

$$V_u = 366 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{366.19}{1.14 \cdot 0.52} = 617.54 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (247.66-0) = 213.22 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 160 \text{ KN} \quad V_u = 288.59 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{288.59}{2.30 \cdot 0.52} = 241.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1398.2 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

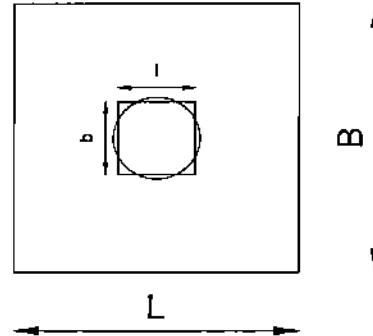
$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m} \quad l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
A-3	34.82	348	32.01	320	11.34	113	9.1	90.5



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm} =	2.6 kg/cm ² =	260 kN/m ²
------------------	--------------------------	-----------------------

4 -Materiales

f'_c =	28 MPa
f_y =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 348.2 kN
 Peso propio (14%) 48.75 kN
 ΣP 397 kN

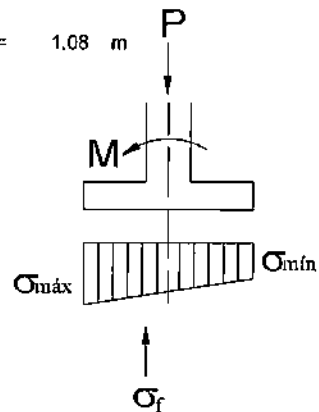
Excentricidad (e)= 1.08 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 1.53 m² L= 1.24 m

L Final= 2.4 m B final= 2.4 m

σ_{max} = 254.2 KN/m²
 OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.51}{2.4} (254.2-0) = 159.95 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 198 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 336.589 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	336.6	240	52	0.001389	31.20	16.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

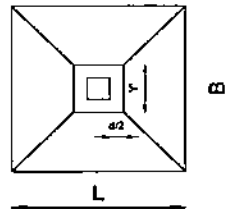
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.4} (254.2-0) = 187.49 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 232 \text{ KN}$$

$$V_u = 418 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{418.16}{1.14 \cdot 0.52} = 705.17 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.030}{2.4} (254.2-0) = 215.03 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 197 \text{ KN} \quad V_u = 354.89 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{354.89}{2.40 \cdot 0.52} = 284.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1628.81 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

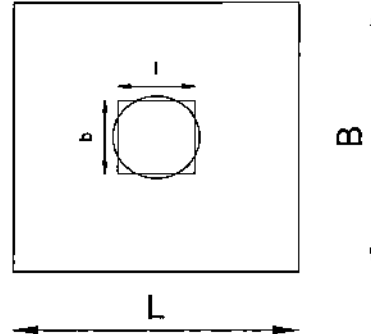
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A6

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
A-6	14.32	143	29.10	291	5.15	51.5	11.9	119



2 -Dimensiones Columna

Díametro= 0.7 m
 Área= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}	=	2.6 kg/cm ²	=	260 kN/m ²
----------------	---	------------------------	---	-----------------------

4 -Materiales

f'_c	=	28 MPa
f_y	=	420 MPa

5 -Área de cimentación

Columnas 143.2 kN
 Peso propio (14%) 20.04 kN
 ΣP 163 kN

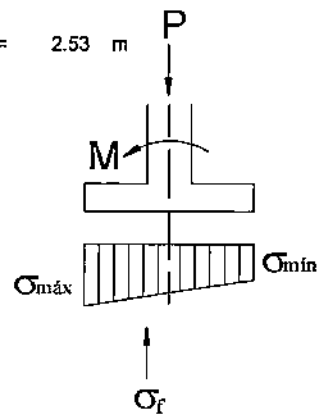
Excentricidad (e)= 2.53 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Área de cimentación= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.63 m² L= 0.79 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max} = 234.74 kN/m²
 OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.74-0) = 149.03 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 156 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 264.422 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d' (cm)	ρ	A_s (cm ²)	(Colocar)
M	264.4	230	52	0.001136	29.90	15.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

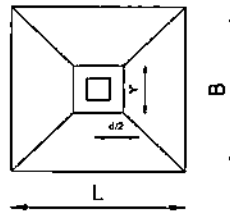
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (234.74-0) = 175.56 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 192 \text{ KN}$$

$$V_u = 346 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{345.91}{1.14 \cdot 0.52} = 583.33 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (234.74-0) = 202.10 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 151 \text{ KN} \quad V_u = 272.68 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{272.68}{2.30 \cdot 0.52} = 227.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.76 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 669.573 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

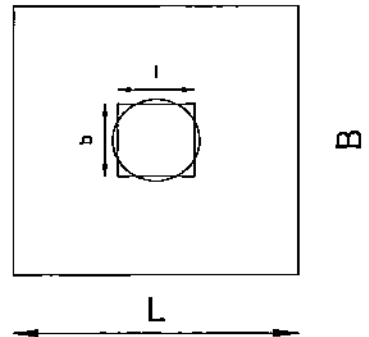
$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m} \quad l_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A7

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-7	18.85	188	15.06	151	2.07	20.7	9.6	95.8



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 188.5 kN
Peso propio (14%) 26.39 kN
 $\Sigma P = 215 \text{ kN}$

Excentricidad (e)= 1.10 m

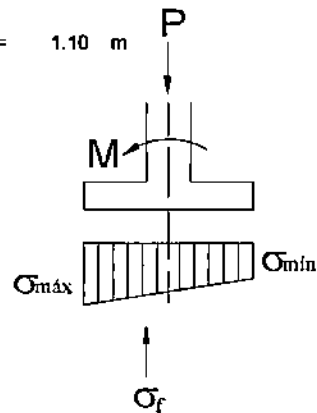
Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.83 \text{ m}^2 \quad L = 0.91 \text{ m}$$

L Final= 2 m B final= 2 m

$$\sigma_{max} = 231.58 \text{ KN/m}^2$$

OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.31}{2} (231.58-0) = 151.71 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 90.7 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 154.149 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M _s	154.1	200	52	0.000759	26.00	13.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

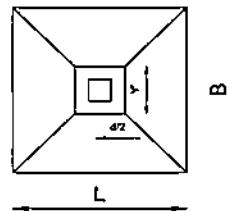
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.570}{2} (231.58-0) = 181.81 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 131 \text{ KN}$$

$$V_u = 236 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{235.94}{1.14 \cdot 0.52} = 397.89 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.830}{2} (231.58-0) = 211.92 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 71.1 \text{ KN} \quad V_u = 127.94 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{127.94}{2.00 \cdot 0.52} = 123.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 881.63 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

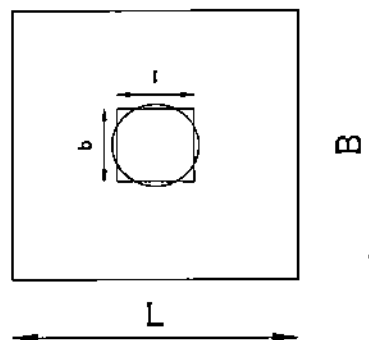
$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m}$$

$$l_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B1

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-1	24.71	247	27.31	273	11.31	113	9.0	90.4



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 247.1 kN
 Peso propio (14%) 34.59 kN
 ΣP 282 kN

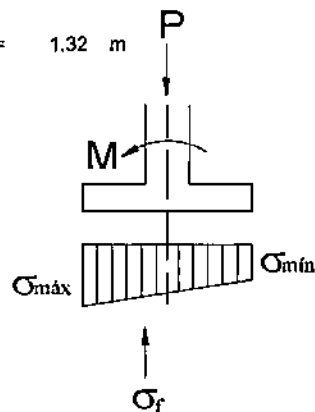
Excentricidad (e)= 1.32 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 1.08 \text{ m}^2 \quad L = 1.04 \text{ m}$$

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$$\sigma_{max} = 237.25 \text{ KN/m}^2 \text{ OK}$$



6 - Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_c = 0 + \frac{1.46}{2.3} (237.25-0) = 150.62 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 157 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 267.462 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M:	267.5	230	52	0.001149	29.90	15.0 # 5 / c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

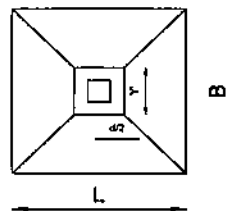
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (237.25-0) = 177.44 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 194 \text{ KN}$$

$$V_u = 350 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{349.85}{1.14 \cdot 0.52} = 589.98 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_c = 0 + \frac{1.980}{2.3} (237.25-0) = 204.26 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 153 \text{ KN} \quad V_u = 275.77 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{275.77}{2.30 \cdot 0.52} = 230.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1155.53 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

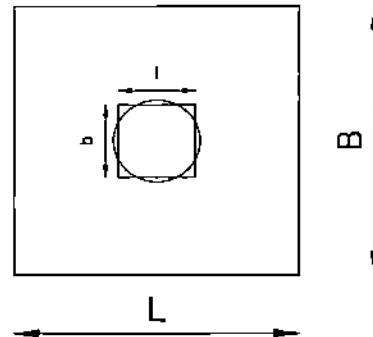
$$l_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B2

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
B-2	17.98	180	46.21	462	14.10	141	10.6	106



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}	2.6 kg/cm ²	260 kN/m ²
----------------	------------------------	-----------------------

4 -Materiales

f'_c	28 MPa
f_y	420 MPa

5 -Area de cimentación

Columnas 179.8 kN
Peso propio (14%) 25.17 kN
 ΣP 205 kN

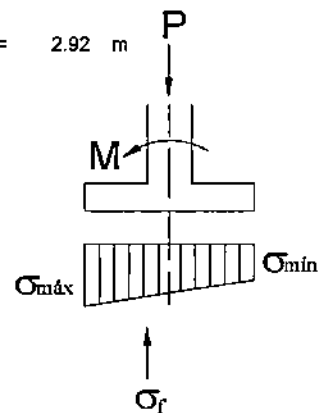
Excentricidad (e)= 2.92 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.79 \text{ m}^2$ L= 0.89 m

L Final= 2.6 m B final= 2.6 m

$\sigma_{max} = 234.89 \text{ KN/m}^2$
OK



6 - Analisis de Flexión

$f_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = -174 + \frac{1.61}{2.6} (234.89 - 174.24) = 79.13 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 215 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 364.997 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	365.0	260	52	0.001391	33.80	17.0 # 5 / c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

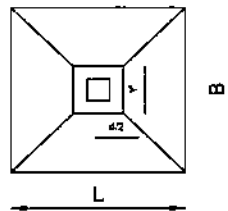
$$\sigma_{(d/2)} = -174 + \frac{1.870}{2.6} (234.89 - 174.24) = 120.05 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 225 \text{ KN}$$

$$V_u = 405 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{405.36}{1.14 \cdot 0.52} = 683.59 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = -174 + \frac{2.130}{2.6} (234.89 - 174.24) = 160.96 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 227 \text{ KN} \quad V_u = 407.75 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{407.75}{2.60 \cdot 0.52} = 301.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 841.019 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

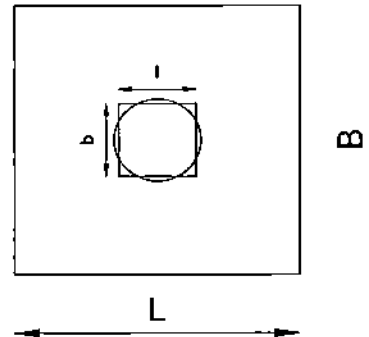
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$L_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B4

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-4	19.16	192	43.50	435	4.15	41.5	9.9	99.2



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$

4 -Materiales

$f'_c = 28 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$

5 -Area de cimentacion

Columnas 191.6 kN
Peso propio (14%) 26.82 kN
 $\Sigma P = 218 \text{ kN}$

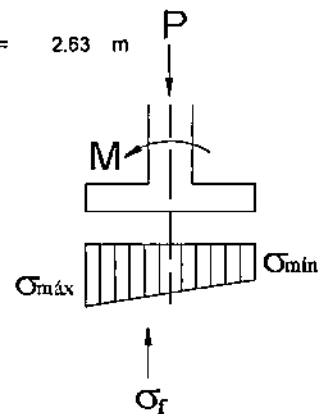
Excentricidad (e)= 2.63 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.84 \text{ m}^2$ L= 0.92 m

L Final= 2.5 m B final= 2.5 m

$\sigma_{max} = 255.76 \text{ KN/m}^2$
OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_c = 0 + \frac{1.56}{2.5} (255.76-0) = 159.61 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 228 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 388.358 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	388.4	250	62	0.001079	38.75	20.0 # 5 /c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

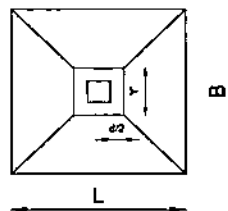
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.870}{2.5} (255.76-0) = 191.33 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y = 1.24$$

$$V(d/2) = 246 \text{ KN}$$

$$V_u = 442 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{442.40}{1.24 \cdot 0.62} = 575.28 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.180}{2.5} (255.76-0) = 223.04 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V(d) = 180 \text{ KN} \quad V_u = 323.13 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{323.13}{2.50 \cdot 0.62} = 208.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 895.94 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

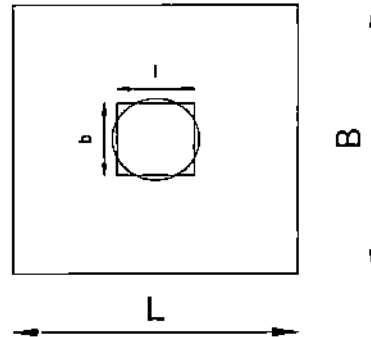
$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m}$$

$$l_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B5

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
B-5	19.63	196	29.26	293	3.88	38.8	8.2	81.6



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$

4 -Materiales

$f'_c = 28 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$

5 -Area de cimentación

Columnas 196.3 kN
Peso propio (14%) 27.49 kN
 $\Sigma P = 224 \text{ kN}$

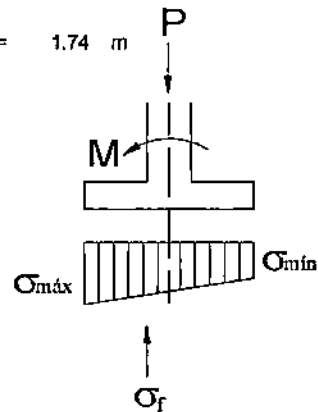
Excentricidad (e)= 1.74 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentación= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.86 \text{ m}^2$ L= 0.93 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$\sigma_{max} = 234.31 \text{ KN/m}^2$
OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.31-0) = 148.75 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 155 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 263.902 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	263.9	230	52	0.001134	29.90	15.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

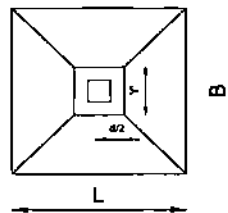
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (234.31-0) = 175.24 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 192 \text{ KN}$$

$$V_u = 345 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{345.24}{1.14 \cdot 0.52} = 582.21 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (234.31-0) = 201.73 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 151 \text{ KN} \quad V_u = 272.15 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{272.15}{2.30 \cdot 0.52} = 227.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 918.239 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

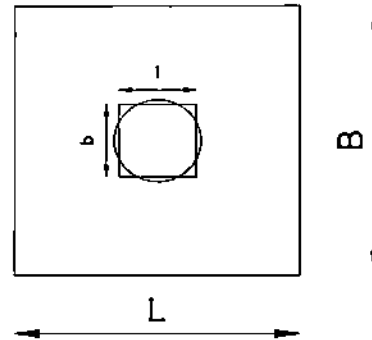
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$L_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B7

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-7	20.16	202	22.73	227	13.66	137	8.5	85



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 201.6 kN
Peso propio (14%) 28.23 kN
 ΣP 230 kN

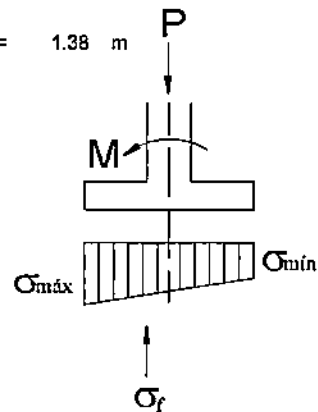
Excentricidad (e)= 1.38 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.88 \text{ m}^2 \quad L = 0.94 \text{ m}$$

L Final= 2.1 m B final= 2.1 m

$$\sigma_{max} = 257.63 \text{ KN/m}^2 \text{ OK}$$



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.36}{2.1} (257.63-0) = 166.87 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 122 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 208.076 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M ₁	208.1	210	52	0.000978	27.30	14.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

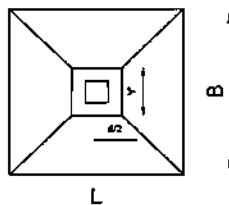
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.620}{2.1} (257.63-0) = 198.77 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V_{(d/2)} = 168 \text{ KN}$$

$$V_u = 302 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{301.86}{1.14 \cdot 0.52} = 509.05 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.880}{2.1} (257.63-0) = 230.66 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V_{(d)} = 107 \text{ KN} \quad V_u = 192.5 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{192.50}{2.10 \cdot 0.52} = 176.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 942.959 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

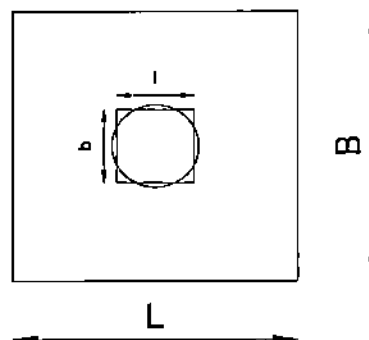
$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m} \quad l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS C3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
C-3	30.55	306	31.63	316	11.20	112	9.1	91.4



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$

4 -Materiales

$f'c = 28 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$

5 -Area de cimentación

Columnas 305.5 kN
 Peso propio (14%) 42.77 kN
 $\Sigma P = 348 \text{ kN}$

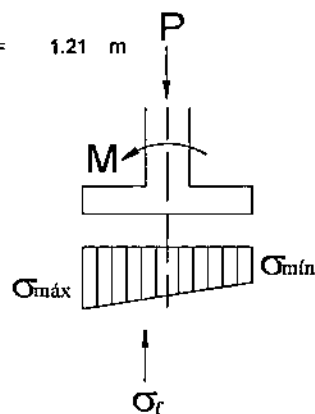
Excentricidad (e)= 1.21 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentación= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 1.34 \text{ m}^2$ L= 1.16 m

L Final= 2.4 m B final= 2.4 m

$\sigma_{max} = 244.08 \text{ KN/m}^2$
 OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.51}{2.4} (244.08-0) = 153.59 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.03 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 190 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 322.263 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	A_s (cm ²)	(Colocar)
M	322.3	240	52	0.001329	31.20	16.0 # 5 / c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

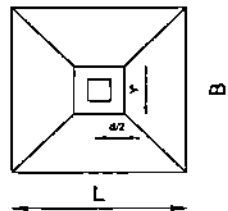
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.4} (244.08-0) = 180.03 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 223 \text{ KN}$$

$$V_u = 401 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{400.52}{1.14 \cdot 0.52} = 675.43 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.030}{2.4} (244.08-0) = 206.47 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 189 \text{ KN} \quad V_u = 339.97 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{339.97}{2.40 \cdot 0.52} = 272.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1428.91 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

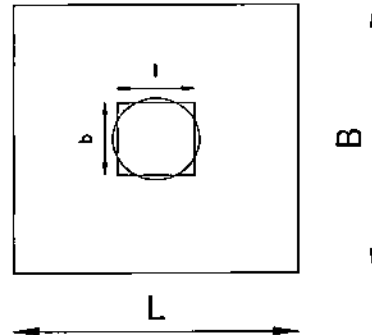
$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

4.10.2 Diseño de Zapatas – Rampa 2

DISEÑO ZAPATAS A2

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-2	14.85	148	15.13	151	2.73	27.3	7.8	77.7



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 148.5 kN
Peso propio (14%) 20.79 kN
 ΣP 169 kN

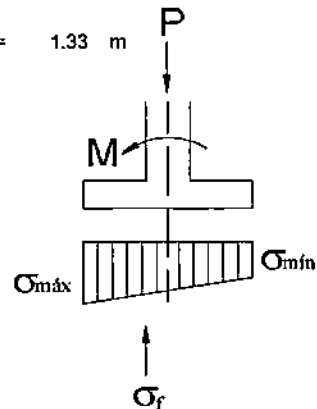
Excentricidad (e)= 1.33 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.65 \text{ m}^2$ L= 0.81 m

L Final= 1.9 m B final= 1.9 m

$\sigma_{max} = 244.26 \text{ KN/m}^2$
OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.26}{1.9} (244.26-0) = 162.01 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 78.7 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 133.841 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	133.8	190	52	0.000693	24.70	13.0 # 5 /c 14.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

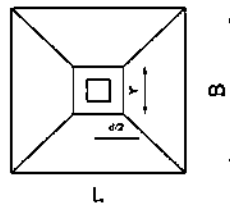
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.520}{1.9} (244.26-0) = 195.43 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V_{(d/2)} = 120 \text{ KN}$$

$$V_u = 216 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{215.53}{1.14 \cdot 0.52} = 363.47 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.780}{1.9} (244.26-0) = 228.85 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V_{(d)} = 51 \text{ KN} \quad V_u = 91.824 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{91.82}{1.90 \cdot 0.52} = 92.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 694.461 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

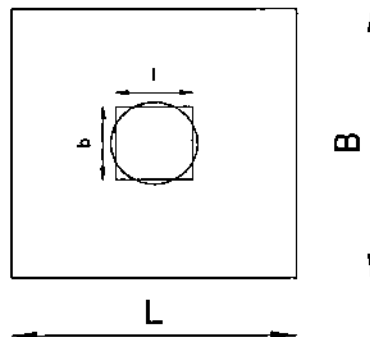
$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m}$$

$$l_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Tón)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
A-3	16.64	166	26.97	270	3.00	30	11.2	112



2 -Dimensiones Columna

Díametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 6

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm} =	2.6 kg/cm ² =	260 kN/m ²
------------------	--------------------------	-----------------------

4 -Materiales

f'_c =	28 MPa
f_y =	420 MPa

5 -Area de cimentación

Columnas 166.4 kN
 Peso propio (14%) 23.3 kN
 ΣP 190 kN

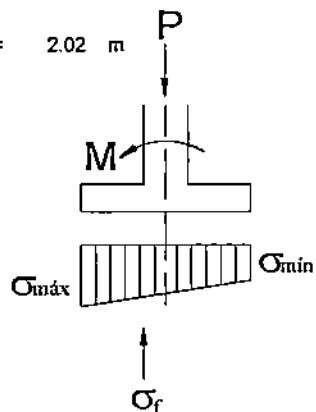
Excentricidad (e)= 2.02 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentación= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.73 m² L= 0.85 m

L Final= 2.2 m B final= 2.2 m

σ_{max} = 255.51 KN/m²
 OK



6 - Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.41}{2.2} (255.51-0) = 163.78 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 144 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 245.595 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	245.6	220	52	0.001103	28.60	15.0 # 5 / c 14.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

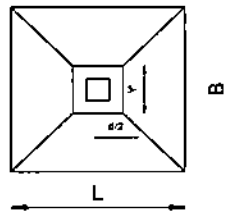
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.670}{2.2} (255.51-0) = 193.98 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 188 \text{ KN}$$

$$V_u = 338 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{338.11}{1.14 \cdot 0.52} = 570.18 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.930}{2.2} (255.51-0) = 224.17 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 135 \text{ KN} \quad V_u = 242.93 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{242.93}{2.20 \cdot 0.52} = 212.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 778.386 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 6$$

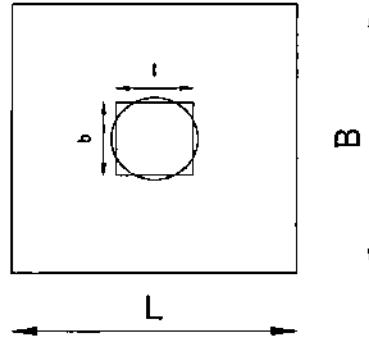
$$L_d = 0.3780 \text{ m} > 0.32 \text{ m}$$

$$l_d = 0.38 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS A4

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
A-4	18.88	189	23.50	235	2.85	28.5	19.8	198



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 188.8 kN
Peso propio (14%) 26.44 kN
 $\Sigma P = 215 \text{ kN}$

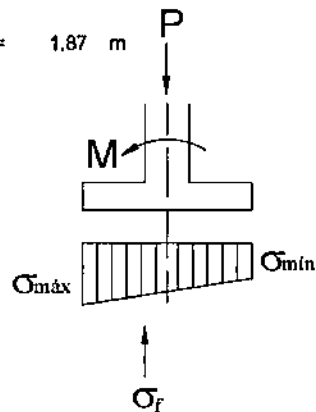
Excentricidad (e)= 1.87 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.83 \text{ m}^2$ L= 0.91 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$\sigma_{max} = 239.58 \text{ KN/m}^2$
OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.46}{2.3} (239.58-0) = 152.10 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 159 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 270.284 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	270.3	230	52	0.001162	29.90	15.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

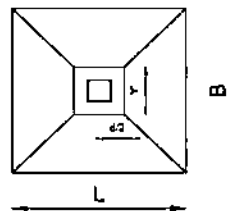
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (239.58-0) = 179.18 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y' = 1.14$$

$$V(d/2) = 196 \text{ KN}$$

$$V_u = 354 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{353.50}{1.14 \cdot 0.52} = 596.14 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (239.58-0) = 206.27 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 155 \text{ KN} \quad V_u = 278.64 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{278.64}{2.30 \cdot 0.52} = 232.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 883.201 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

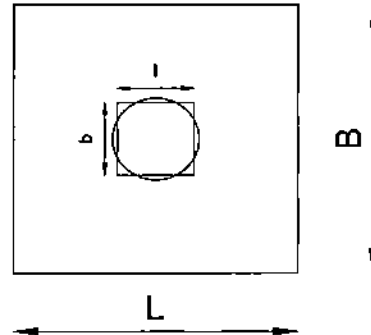
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$l_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B1'

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-1'	21.60	216	29.89	299	6.05	60.5	6.2	51.5



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$

4 -Materiales

$f'_c = 28 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$

5 -Area de cimentacion

Columnas 216 kN
Peso propio (14%) 30.24 kN
 $\Sigma P = 246 \text{ kN}$

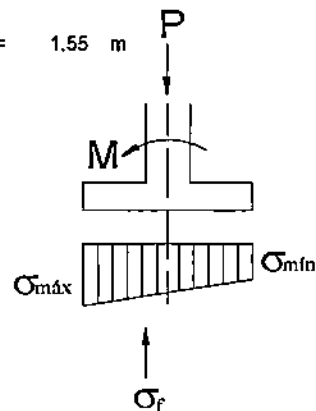
Excentricidad (e)= 1.55 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.95 \text{ m}^2$ L= 0.97 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

$\sigma_{max} = 234.86 \text{ KN/m}^2$
OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.86-0) = 149.10 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 154 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 261.259 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	261.3	230	62	0.000787	35.65	18.0 # 5 /c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

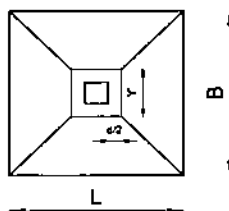
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.3} (234.86-0) = 180.76 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y = 1.24$$

$$V(d/2) = 181 \text{ KN}$$

$$V_u = 326 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{326.71}{1.24 \cdot 0.62} = 423.54 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.080}{2.3} (234.86-0) = 212.41 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V(d) = 106 \text{ KN} \quad V_u = 189.98 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{189.98}{2.30 \cdot 0.62} = 133.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1010.13 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

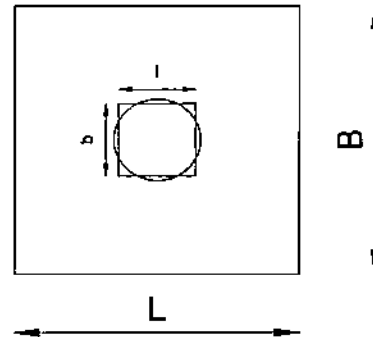
$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m}$$

$$L_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B2'

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-2'	21.41	214	57.50	575	14.62	146	8.6	86.3



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 214.1 kN
Peso propio (14%) 29.98 kN
 $\Sigma P = 244 \text{ kN}$

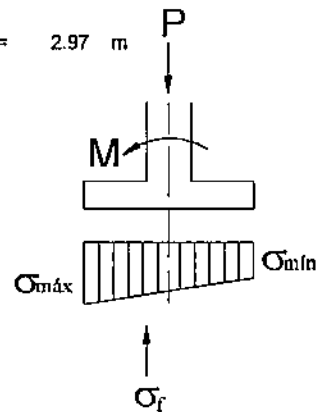
Excentricidad (e)= 2.97 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.94 \text{ m}^2$ L= 0.97 m

L Final= 2.7 m B final= 2.7 m

$\sigma_{max} = 254.31 \text{ KN/m}^2$
OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.66}{2.7} (254.31-0) = 156.37 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 299 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 508.351 \text{ KN-m} \quad \rho_{min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	508.4	270	62	0.001311	41.85	21.0 # 5 /c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a $d/2$ del borde de la columna

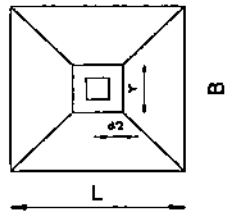
$$\sigma_{(x/z)} = 0 + \frac{1.970}{2.7} (254.31-0) = 185.57 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y = 1.24$$

$$V(d/2) = 295 \text{ KN}$$

$$V_u = 531 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{530.75}{1.24 \cdot 0.62} = 690.16 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(x)} = 0 + \frac{2.280}{2.7} (254.31-0) = 214.77 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V(d) = 249 \text{ KN} \quad V_u = 448.18 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{448.18}{2.70 \cdot 0.62} = 267.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 1001.5 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

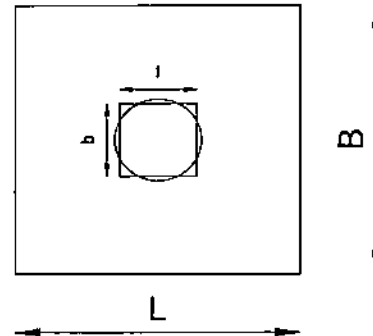
$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m}$$

$$L_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B3

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	KN-m	Ton-m	KN-m	Ton	KN-m
B-3	19.60	196	51.93	519	29.33	293	16.9	169



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
 Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
 b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 7

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}	2.6 kg/cm ²	=	260 kN/m ²
----------------	------------------------	---	-----------------------

4 -Materiales

f'_c	28 MPa
f_y	420 MPa

5 -Area de cimentación

Columnas 196 kN
 Peso propio (14%) 27.44 kN
 ΣP 223 kN

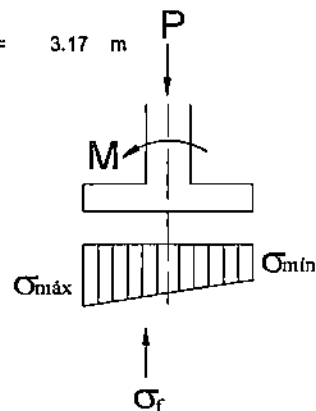
Excentricidad (e)= 3.17 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentación= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.86 m² L= 0.93 m

L Final= 2.9 m B final= 2.9 m

σ_{max} = 200.64 KN/m²
 OK



6 - Analisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_r = 0 + \frac{1.76}{2.9} (200.64 - 0) = 121.78 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 301 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 512.252 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²)	(Colocar)
M	512.3	290	52	0.001755	37.70	19.0 # 5 /c 15.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

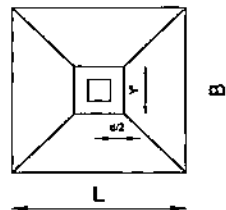
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{2.020}{2.9} (200.64 - 0) = 139.77 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.26 \text{ m} \quad Y = 1.14$$

$$V(d/2) = 280 \text{ KN}$$

$$V_u = 505 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{504.61}{1.14 \cdot 0.52} = 850.97 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.280}{2.9} (200.64 - 0) = 157.76 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V(d) = 300 \text{ KN} \quad V_u = 539.41 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{539.41}{2.90 \cdot 0.52} = 357.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 916.818 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 7$$

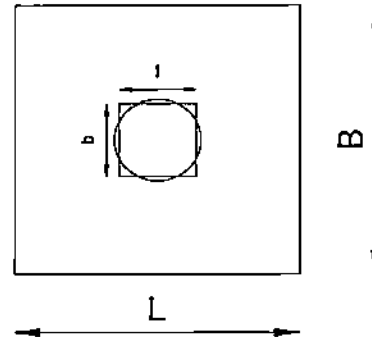
$$L_d = 0.4410 \text{ m} > 0.373 \text{ m}$$

$$L_d = 0.44 \text{ m} \quad \text{OK}$$

DISEÑO ZAPATAS B4'

1 -Cargas

Columna	CARGA							
	PM		Mx		My		FH	
	(Ton)	(kN)	Ton-m	kN-m	Ton-m	kN-m	Ton	kN-m
B-4'	20.10	201	50.80	508	7.70	77	21.5	215



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m²

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

$$\sigma_{adm} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ kN/m}^2$$

4 -Materiales

f'_c	=	28 MPa
f_y	=	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 201 kN
Peso propio (14%) 28.14 kN
 ΣP 229 kN

Excentricidad (e)= 3.27 m

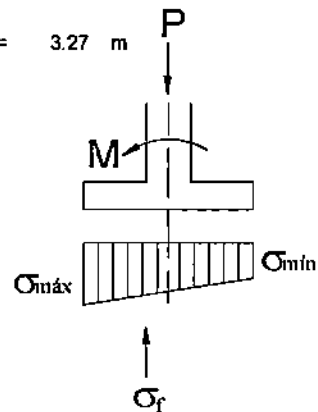
Suponiendo reacción uniforme del Terreno

$$\text{Area de cimentacion} = \frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}} = 0.88 \text{ m}^2 \quad L = 0.94 \text{ m}$$

L Final= 2.8 m B final= 2.8 m

$$\sigma_{max} = 234.33 \text{ KN/m}^2$$

OK



6 -Análisis de Flexión

$f'_c =$	28 MPa
$f_y =$	420 MPa
$\phi =$	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.71}{2.8} (234.33-0) = 143.12 \text{ KN/m}^2$$

$$H \text{ Zapata} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.08 \text{ m}$$

$$M \text{ en el borde de la columna} = 311 \text{ KN-m}$$

$$\phi M_n = 528.953 \text{ KN-m} \quad \rho_{\min} = 0.0025$$

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	p	As (cm ²)	Colocar
M	529.0	280	62	0.001315	43.40	22.0 # 5 /c 12.00 cm

7 - Cortante

7.1 En dos direcciones a d/2 del borde de la columna

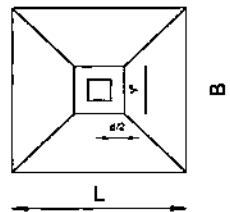
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{2.020}{2.8} (234.33-0) = 169.07 \text{ KN/m}^2$$

$$d/2 = 0.31 \text{ m} \quad Y = 1.24$$

$$V(d/2) = 294 \text{ KN}$$

$$V_u = 530 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{529.76}{1.24 \cdot 0.62} = 688.87 \text{ KN/m}^2$$



$$\beta_c = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 1.50 \text{ MPA} = 1499 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7.2 Acción como viga para sección crítica a "d" del borde de la columna

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.330}{2.8} (234.33-0) = 195.01 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0.62 \text{ m}$$

$$V(d) = 263 \text{ KN} \quad V_u = 473.08 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{473.08}{2.80 \cdot 0.62} = 272.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.85 \quad \text{CCDSP}$$

$$\phi v_c = 0.75 \text{ MPA} = 749.6 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8 - Transmisión de los esfuerzos de la columna a la zapata

8.1 Presión de contacto

$$f_b = 940.158 \text{ KN/m}^2 < 47600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

$$\text{Barra de refuerzo de la columna} = \# 8$$

$$L_d = 0.5040 \text{ m} > 0.427 \text{ m}$$

$$L_d = 0.50 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Se analizan las deflexiones máximas teóricas que ocurrirán en la estructura con las cargas permanentes y en servicio. Se revisa que la deformación máxima presentada por carga viva no supere el $1/1000$ de la luz de cada vano.

Max deflexión = 0.008 m OK



4.12 CHEQUEO DE LA FRECUENCIA DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo al Guide Specifications For Pedestrian Bridges, se debe chequear la frecuencia fundamental de la estructura para cargas muertas permanentes de acuerdo a los criterios:

$$\Delta DL \text{ máx.} = 0.006 \text{ m} = 0.0196 \text{ ft}$$

$$f = 0.18 \sqrt{(g/\Delta DL)} = 0.18 \sqrt{(32.2/0.0196)} = 7.29 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz OK}$$

$$f > 2.86 \ln (180/W)$$

Donde W = Carga muerta total en kips.

$$W = 23.9 \text{ ton aprox. c/luz} = 53.63 \text{ kips}$$

$$2.86 \ln (180/53.63) = 3.43 \text{ Hz} < f \text{ OK}$$

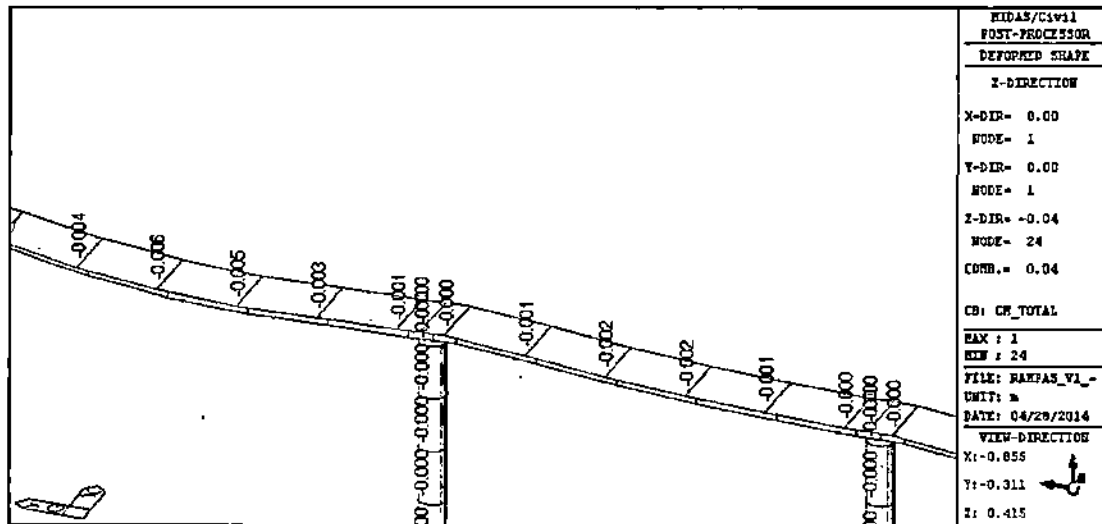


Figura 10. Deflexión Máxima por Cargas Muertas en Viga

4.13 DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO

4.13.1 Neoprenos Rampa 1

L cálculo =	11.70 m	460.6 in	
R _{cm} =	22.70 ton	50044.9 lb	
R _{ce} =	8.00 ton	17636.96 lb	
		67681.83 lb	
Temperatura:			
Min =	8 °C		
Max =	30 °C		
Δt =	22 °C	72 °F	
Δt Δretracción y Fraguado =	15 °C		
Δt ΔCreep & Shrinkage =	7 °C		
ΣΔt =	45 °C	112 °F	
Dureza =	60		
G =	9.1 kg/cm²	130.00 psi	
β capa interna =	1.00		
β capa externa =	1.40		
Deformación Viga:			
ΔTOTAL =	0.31 in	0.79 cm	
h _{ra} capa interior neopreno =	0.591 in	1.500 cm	
h _{ra} capa exterior neopreno =	0.439 in	1.115 cm	
espesor de lámina =	0.250 in	0.635 cm	
T mín =	0.62 in		
T máx =	25.40 in	usar T	1.969 in O.K
			5.00 cm
		(3 capas de neopreno + 2 capas de ref.)	
Area Requerida Neopreno:			
A1 =	100.1 in²		
A2 =	84.6 in²	usar A	186 in²
			1200 cm²
DIMENSIONES APOYO			
L =	13.6 in		
W =	13.6 in		
L =	11.8 in		30 cm
W =	15.7 in		40 cm
A =	186 in²	O.K	
Modulo de Elasticidad e Inercia:			
E viga =	209165 kg/cm²	2988071 psi	
I viga =	0.0200 m⁴	46083.8 in⁴	
FACTOR DE FORMA			
S máx. capa interna =	7.69		
S =	5.71	O.K	
S máx. capa externa =	10.77		
S =	7.69	O.K	

CHEQUEO A COMPRESIÓN

σ_{DL} =	269.06 psi	O.K	= 18.83 kg/cm ²
σ_{DL+LL} =	363.88 psi	O.K	= 25.47 kg/cm ²
σ_{CTL} =	25.58 kg/cm ²		< 70 kg/cm ² OK

EVALUACIÓN ROTACIÓN ELASTOMERO

ϵ =	0.070	
Δc =	0.034 in	= 0.09 cm
$\theta_{m\acute{a}x}$ =	0.0057 rad	
θ =	0.0042 rad	O.K

CHEQUEO FUERZA CORTANTE

$E_{NEOPRENO}$ =	130 psi	= 9.10 kg/cm ²
Max.F.C. =	10.01 klb	= 4.45 ton
F. Cortante, H =	3.81 klb	O.K
$\Delta TOTAL$ =	0.31 in	O.K
		= 1.72 ton

CHEQUEO DEL REFUERZO

F_s =	1700 kg/cm ²	
$300h_{FB}$ =	450 kg/cm	O.K

4.13.2 Neoprenos Rampa 2

L cálculo =	11.70 m	460.6 in
R_{cm} =	16.70 ton	36817.2 lb
R_{cv} =	5.60 ton	12345.87 lb
		49163.03 lb

Temperatura:

Min =	8 °C	
Max =	30 °C	
Δt =	22 °C	72 °F
Δt Atracción y Fraguado =	15 °C	
Δt Δ Creep & Shrinkage =	7 °C	
$\Sigma \Delta t$ =	45 °C	112 °F
Dureza =	60	
G =	9.1 kg/cm ²	130.00 psi
β capa interna =	1.00	
β capa externa =	1.40	

Deformación Viga:

$\Delta TOTAL$ =	0.31 in	0.79 cm
h_{FB} capa interior neopreno =	0.591 in	1.500 cm
h_{FB} capa exterior neopreno =	0.439 in	1.115 cm
espesor de lámina =	0.250 in	0.635 cm
T mín =	0.62 in	
T máx =	25.40 in	usar T
		1.969 in
		5.00 cm
		(3 capas de neopreno + 2 capas de ref.)
		O.K

<i>Area Requerida Neopreno:</i>				
	A1 =	73.6 in ²		
	A2 =	61.5 in ²	usar A	186 in ² 1200 cm ²
DIMENSIONES APOYO				
	L =	13.6 in		
	W =	13.6 in		
	L =	11.8 in		30 cm
	W =	15.7 in		40 cm
	A =	186 in ²	O.K	
Modulo de Elasticidad e Inercia:				
	E viga =	209165 kg/cm ²	2988071 psi	
	I viga =	0.0200 m ⁴	48083.8 in ⁴	
FACTOR DE FORMA				
	S máx. capa interna =	7.69		
	S =	5.71	O.K	
	S máx. capa externa =	10.77		
	S =	7.69	O.K	
CHEQUEO A COMPRESIÓN				
	σ_{DL} =	197.94 psi	O.K	= 13.86 kg/cm ²
	σ_{DL+LL} =	264.32 psi	O.K	= 18.50 kg/cm ²
	σ_{CTL} =	18.58 kg/cm ²		< 70 kg/cm ² OK
EVALUACIÓN ROTACIÓN ELASTOMERO				
	c =	0.070		
	Δc =	0.034 in		= 0.09 cm
	$\theta_{máx}$ =	0.0057 rad		
	θ =	0.0030 rad	O.K	
CHEQUEO FUERZA CORTANTE				
	E _{NEOPRENO} =	130 psi		= 9.10 kg/cm ²
	Max.F.C. =	7.36 kb		= 3.28 ton
	F. Cortante, H =	3.81 kb	O.K	= 1.72 ton
	Δ_{TOTAL} =	0.31 in	O.K	
CHEQUEO DEL REFUERZO				
	F _S =	1700 kg/cm ²		
	300h _{FE} =	450 kg/cm	O.K	

4.14 DISEÑO DE BORDILLOS POR METRO

$f_y = 42000 \text{ t/m}^2$
 $f_c = 2800 \text{ t/m}^2$
Refuerzo longitudinal:
 $W = 0.074 \text{ t/m}$
 $S = 1.00 \text{ m}$
 $E = 1.26 \text{ m}$
 $M_{cv} = W \cdot S = 0.07 \text{ t-m}$
 $M_{cu} = 0.01 \text{ t-m/m}$
 $M_u = 0.18 \text{ t-m/m ancho} =$
 $b_w = 1.00 \text{ m}$
 $d = 0.10 \text{ m}$
 $\rho = 0.000476$
 $\rho_{\min} = 0.000633$
 $A_s = 0.000063 \text{ m}^2/\text{m}$
Barras : 1 No. 3, $A_b = 0.71 \text{ cm}^2$! barras 3/8"

Refuerzo transversal:
 $W = 0.074 \text{ t/m}$
 $M_u = 0.024 \text{ t-m/m ancho}$
 $b_w = 1.00 \text{ m}$
 $d = 0.10 \text{ m}$
 $\rho = 0.000064$
 $A_s = 0.000006 \text{ m}^2/\text{m}$
 $f_r = 331.32 \text{ t/m}^2$
 $I_g = 0.00008 \text{ m}^4$
 $Y_1 = 0.075 \text{ m}$
 $M_{cr} = 0.37 \text{ t-m}$
 $M_n = 0.44 \text{ t-m}$
 $\rho_{\min} = 0.001181$
 $A_{s \min} = 0.000118 \text{ m}^2/\text{m}$
Barras de : 0.71 cm^2 c/ 0.601 m 1/8" c /0.30 m

Cortante:
 $V_u = 0.16 \text{ ton}$
 $v_u = 1.62 \text{ t/m}^2$
 $v_c = 88.69 \text{ t/m}^2$
 $\phi v_n = 75.38 \text{ t/m}^2 > v_u$ OK

5 MURO SENDERO EN CONCRETO REFORZADO

En el presente numeral se muestra el análisis y diseño estructural de los muros de corona, con el fin de suministrar una cartilla guía para la construcción de estas estructuras en el sendero peatonal.

5.1 ALCANCE

El alcance de este capítulo es el análisis y diseño de muros en concreto reforzado entre los 2.5 y los 5.0 metros de altura, así como la elaboración de los planos de construcción y el cálculo de cantidades de materiales por metro de longitud.

5.2 METODOLOGÍA

La estabilidad externa del muro se realizó empleando las teorías normalmente conocidas como lo son Rankine para el análisis estático, Coulomb y Mononobe Okabe para el análisis dinámico. Para el análisis de este tipo de muro, no se tuvo en cuenta el empuje pasivo generado por el suelo localizado en la parte frontal del muro, por considerar que es fácilmente erosionable. Los factores de seguridad empleados como parámetros fueron los siguientes:

FACTORES DE SEGURIDAD		
	ESTÁTICOS	DINÁMICOS
Volcamiento	2.00	1.50
Deslizamiento	1.50	1.13
$e < B/6$		
$B/6 \leq e < B/4$		

5.3 MATERIALES

Concretos: $f'c = 210 \text{ Kg./cm}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

5.4 EVALUACIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

5.4.1 Cargas en Superficie

Para la carga en superficie se consideró un empuje de tierra adicional equivalente a una sobrecarga uniforme de 0.6 m de suelo (A.5.7.2.2 CCDSP)

5.4.2 Parámetros del Suelo

5.4.2.1 Suelo de fundación:

$$\phi = 30^\circ$$

$$\sigma_{adm} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

5.4.2.2 Suelo de relleno:

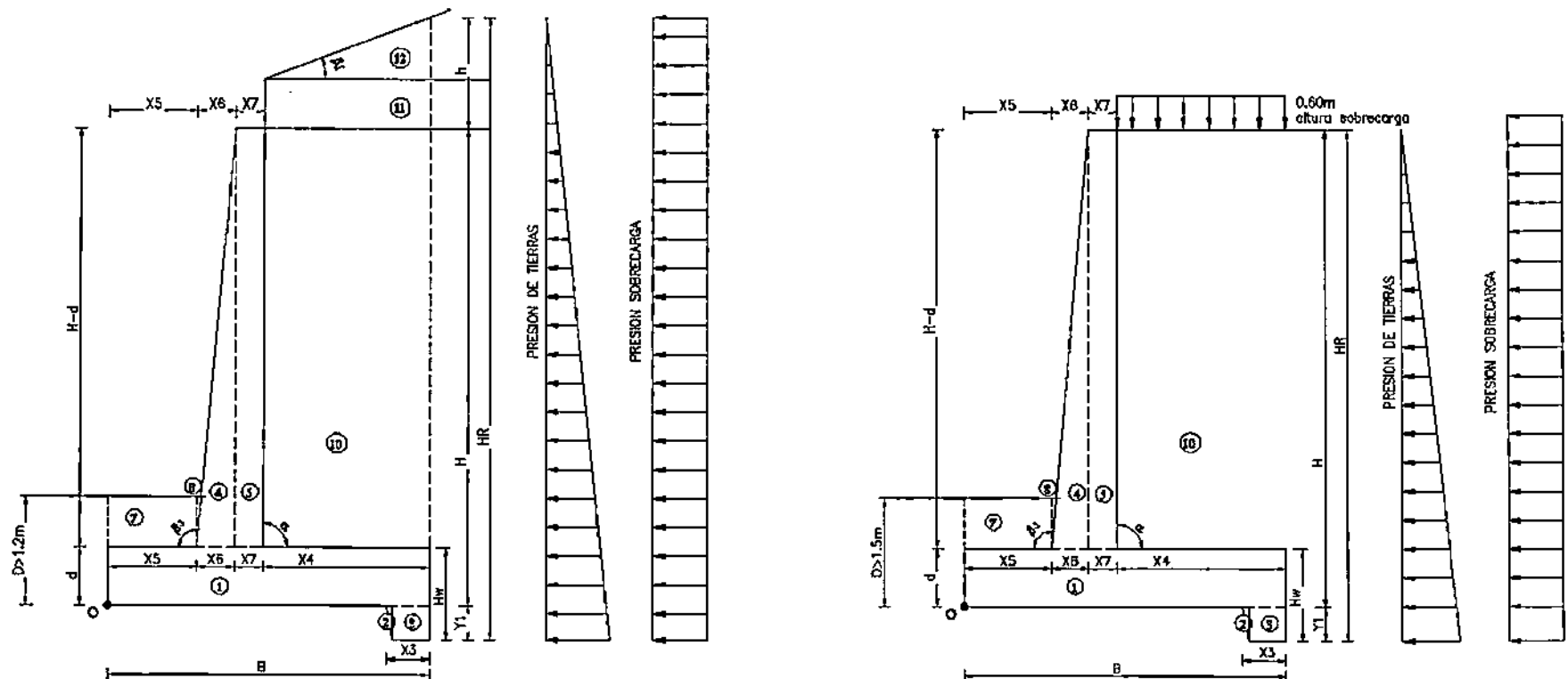
$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$$

5.4.2.3 Empujes Laterales

Las características y propiedades del suelo de cimentación fueron tomadas del estudio de suelos así como el material de relleno el cual se realizará con material seleccionado. Igualmente se debe evacuar toda agua existente detrás del muro mediante un filtro de grava protegido adecuadamente para impedir la colmatación del mismo, combinado con lloraderos a diferentes alturas, según se muestra en los planos de construcción.

Figura 11. Empujes Considerados en el Análisis



Siendo:

H_w = La altura considerada en el diseño para el cálculo del empuje producido por un posible nivel freático alto o saturación del material bajo el filtro del muro.

5.4.3 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga son las indicadas en la tabla A.3.12-1 del CCDSP

Tabla 4. Combinaciones de Carga

$Grupo(N) = \gamma [\beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ]$												
TABLA A.3.12-1												
Tabla de coeficientes												
GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	γ	FACTOR β										
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	β_D	1.67	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	β_D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	β_D	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0

Donde:

- γ Factor de carga
- β Coeficiente de carga
- D Carga muerta
- L Carga viva
- I Impacto
- CF Fuerza centrífuga
- E Empuje de tierras
- B Flotación
- SF Presión por flujo de la corriente
- W Viento
- WL Viento sobre carga viva
- LF
- R+S+T Acortamiento+Retracción+Temperatura
- EQ Sismo

5.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL

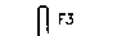
El Análisis de estabilidad y diseño estructural se realizó utilizando los requisitos mínimos estipulados en el CCDSP-1995, con la ayuda de hojas de cálculo. A continuación se muestra el resumen de los resultados obtenidos para cada muro y el diseño detallado se presenta en el anexo A.

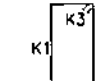
5.5.1 Diseño Muros con altura entre los 2.5 y los 5.0 metros

Tabla 5. Dimensiones Muros de 2.5 – 5.0 metros de altura

H (m)	DIMENSIONES PARA MUROS															
	D (m)	h	d (m)	HR	X ₂ (m)	X ₃	X ₄ (m)	X ₅ (m)	X ₆ (m)	X ₇ (m)	X ₈	X ₉ (m)	X ₁₀	B (m)	Y1	Vol Concreto (m ³ /m)
2.50	1.50	0.00	0.50	2.70	0.00	0.50	0.60	0.60	0.20	0.30	0.00	0.60	0.10	1.60	0.20	1.70
3.00	1.50	0.00	0.50	3.30	0.00	0.50	0.80	0.60	0.20	0.30	0.00	0.80	0.08	1.90	0.30	2.10
3.50	1.50	0.00	0.50	3.80	0.00	0.50	0.80	0.70	0.20	0.30	0.00	0.80	0.07	2.00	0.30	2.35
4.00	1.50	0.00	0.50	4.30	0.00	0.50	0.80	1.00	0.20	0.30	0.00	0.80	0.06	2.30	0.30	2.70
4.50	1.50	0.00	0.50	4.90	0.00	0.50	0.80	1.20	0.20	0.30	0.00	0.80	0.05	2.50	0.40	3.05
5.00	1.50	0.00	0.50	5.50	0.00	0.50	0.80	1.60	0.20	0.30	0.00	0.80	0.04	2.90	0.50	3.50

Tabla 6. Cuadro de Hierros Muros

H (m)	Barra E								Barra F								Barra G								Barra H							
																																
	# VAR	No. Barra	Sep.	E1	E2	E3	LONG TOTAL	Peso (Kg/ ml)	No. Barra	# VAR	Sep	F1	F3	LONG TOTAL	Peso (Kg/ ml)	No. Barra	# VAR	Sep.	G1	G2	G2	LONG TOTAL	Peso (Kg/ ml)	No. Barra	# VAR	Sep.	H1	H2	H3	LONG TOTAL	Peso (Kg/ ml)	
2.50	5	5	0.20	1.60	0.85	0.3	2.75	21.45	5	5	0.20	1.70	0.25	1.95	29.84	5	5	0.20	1.45	0.3	0.3	2.05	15.99	5	5	0.20	0.99	0.3	1.20	2.49	19.45	
3.00	5	5	0.20	1.90	0.95	0.3	3.15	24.57	5	5	0.20	1.90	0.25	2.15	32.90	5	5	0.20	1.75	0.3	0.3	2.35	18.33	5	5	0.20	1.19	0.3	1.20	2.69	20.94	
3.50	5	5	0.20	2.30	1.05	0.3	3.65	28.47	5	5	0.20	2.10	0.25	2.35	35.96	5	5	0.20	1.85	0.3	0.3	2.45	19.11	5	5	0.20	1.18	0.3	1.20	2.68	20.90	
4.00	5	5	0.20	2.60	1.35	0.3	4.25	33.15	5	5	0.20	2.20	0.25	2.45	37.49	5	5	0.20	2.15	0.3	0.3	2.75	21.45	5	5	0.20	1.17	0.3	1.20	2.67	20.86	
4.50	6	5	0.16	2.90	1.55	0.3	4.75	44.46	5	6	0.16	2.40	0.25	2.65	48.65	5	5	0.20	2.35	0.3	0.3	2.95	23.01	5	5	0.20	1.17	0.3	1.20	2.67	20.84	
5.00	6	6	0.20	3.30	1.95	0.4	5.60	75.60	6	6	0.20	2.80	0.30	3.1	74.03	5	5	0.20	2.75	0.3	0.3	3.35	26.13	5	6	0.16	1.17	0.3	1.40	2.87	27.97	

Barra I							Barra J					Barra K										Peso Total (Kg/ ml)
																						
No. Barra	# VAR	Sep.	I1	I2	LONG TOTAL	Peso (Kg/ ml)	No. Barra	# Var	S	LONG TOTAL	Peso (Kg/ ml)	No. Barra	S	K1	K2	K3	# Est/m	LONG TOTAL	Peso (Kg/ ml)			
4	5	0.20	2.10	0.20	2.30	11.50	4	38	0.25	300.96	300.96	4	0.14	0.55	0.35	0.13	8.00	2.05	16.40	415.59		
4	5	0.20	2.60	0.20	2.80	14.00	4	46	0.25	445.28	445.28	4	0.14	0.66	0.35	0.13	8.00	2.25	18.00	574.02		
4	5	0.20	3.10	0.20	3.30	16.50	4	51	0.25	561.00	561.00	4	0.14	0.65	0.35	0.13	8.00	2.25	18.00	699.93		
4	5	0.20	3.60	0.20	3.80	19.00	4	58	0.25	740.08	740.08	4	0.14	0.65	0.35	0.13	8.00	2.25	18.00	890.03		
4	5	0.20	4.10	0.20	4.30	21.50	4	65	0.25	929.50	929.50	4	0.14	0.75	0.35	0.13	8.00	2.45	19.60	1107.56		
4	6	0.16	4.60	0.20	4.80	30.00	4	74	0.25	1204.72	1204.72	4	0.14	0.85	0.35	0.13	8.00	2.65	21.20	1459.65		



Agencia Nacional de
Infraestructura



CONCESIÓN ÁREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER
Y ALCANCE PROGRESIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA SEGUNDA
CALZADA DE LA VÍA CÚCUTA - PAMPLONA Y LA CONSTRUCCIÓN DE
LA VARIANTE PAMPLONA EN DOBLE CALZADA

PRESUPUESTO

ORIGINAL

2015



TECHNOLOGY AND
MANAGEMENT LTD.



PRESUPUESTO DE OBRA

FECHA: _____

OBJETO: CONSTRUCCIÓN RAMPAS DE ACCESO PUENTE 11 DE NOVIEMBRE

TRAMO: _____

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	
			PESOS CORRIENTES (JUN/2014)	CANTIDAD	PESOS CORRIENTES VALOR
CAP. 1	EXPLANACIONES				
1.1	Desmante y Limpieza	Ha	\$ 2.304.107,54	0,01	\$ 23.954
1.2	Excavación en material común de la explanación, canales y préstamos	m3	\$ 5.045,00	160,67	\$ 810.565
1.8	Transporte de materiales provenientes de la excavación de la explanación, canales y préstamos, entre dos mil metros (2000m) y cinco mil metros (5000m)	m3	\$ 3.809,00	160,67	\$ 611.981
1.10	Conformación material proveniente de las excavaciones	m3	\$ 3.847,33	160,67	\$ 618.140
SUBTOTAL EXPLANACIONES					\$ 2.064.640
CAP. 2	OBRAS DE DRENAJE				
2.1	Concreto Clase C (4000 psi)	m3	\$ 846.366,00	200,25	\$ 169.484.792
2.10	Acero de refuerzo Grado 60	kg	\$ 5.382,00	32065,11	\$ 172.574.422
SUBTOTAL OBRAS DE DRENAJE					\$ 342.059.214
CAP. 3	SUB-BASES Y BASES				
3.6	Relleno Seleccionado para Estructuras	m3	\$ 63.157,00	103,96	\$ 6.565.865
SUBTOTAL SUB-BASES Y BASES					\$ 6.565.865
CAP. 4	PAVIMENTOS ASFALTICOS				
4.1	Pavimento en adoquin	m2	\$ 91.000,00	368,00	\$ 33.488.000
4.2	Sardinell fundido en sitio incluye hierro de anclaje	0	\$ 76.333,00	95,00	\$ 7.251.635
SUBTOTAL PAVIMENTOS ASFALTICOS					\$ 40.739.635
CAP. 5	PUENTES				
5.22	Baranda Metalica	ML	\$ 475.280,00	656,80	\$ 312.163.904
SUBTOTAL PUENTES					\$ 312.163.904
COSTO TOTAL GENERAL					\$ 703.593.258

ITEM:	DESMONTE Y LIMPIEZA	UNIDAD:	Ha
-------	---------------------	---------	----

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
RETROCARGADOR	HORA	\$ 85.000,00	0,50	\$ 170.000	
Motosierra	HORA	\$ 29.285,02	0,02	\$ 1.464.251	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 12.558	
				Sub-Total	\$ 1.646.809

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Sub-Total				\$ -

M3-TRANSPORTES					
Descripción		Distancia	M3-Km	Valor-Unid.	
				\$ -	
				Sub-Total	\$ -

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
AYUDANTE	\$ 30.000	1,00	\$ 54.000	0,43	\$ 125.581	
					Sub-Total	\$ 125.581

4. 0176

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: EXCAVACION EN MATERIAL COMÚN DE LA EXCAVACIÓN CANALES Y PRÉSTAMOS UNIDAD: M3

I. EQUIPO

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
RETROCARGADOR	HORA	\$ 72.120	50,00	\$ 1.442,40	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 221,69	
Sub-Total				\$	1.664,09

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Sub-Total				\$	-

III. TRANSPORTES

Descripción		Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
				\$ -	
Sub-Total				\$	-

IV. MANO DE OBRA

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
AYUDANTE	\$ 30.000	1,00	\$ 54.000	24,36	\$ 2.216,91	
Sub-Total					\$	2.216,91

TOTAL COSTO DIRECTO	\$	3.881
A.I.U. 30%	\$	1.164
COSTO TOTAL	\$	5.045

 CONCESIONARIA San Simón S.A.

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 2.930
A.I.U. 30%	\$ 879
COSTO TOTAL	\$ 3.809

 CONCESIONARIA San Simón S.A.

ITEM:	CONFORMACIÓN MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES	UNIDAD:	M3
-------	---	---------	----

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
BULDOZER	HORA	\$ 70.000,00	120,00	\$ 583,33	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 216,00	
				Sub-Total	\$ 799,33

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
				Sub-Total	\$ -

[illegible]

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
AYUDANTE	\$ 30.000,00	1,00	\$ 54.000,00	25,00	\$ 2.160,00
			\$ -		
			\$ -		
					Sub-Total
					\$ 2.160,00

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 2.959
A.I.U. 30%	\$ 888
COSTO TOTAL	\$ 3.847

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: CONCRETO CLASE C (4000 PSI) UNIDAD: M3

I. EQUIPO

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
FORMALETA METALICA (INCLUYE PARALES Y TABLEROS)	DIA	\$ 35.225,19	4,00	\$ 140.900,77	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 14.850,00	
Sub-Total				\$	155.751

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO DE 4000PSI	M3	\$ 340.000	1,02	\$ 346.800	
Sub-Total				\$	346.800

III. TRANSPORTES

Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
Sub-Total				\$	-

IV. MANO DE OBRA

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL ESPECIALIZADO	\$ 75.000	2,00	\$ 270.000	4,00	\$ 67.500	
AYUDANTE	\$ 30.000	5,00	\$ 324.000	4,00	\$ 81.000	
Sub-Total					\$	148.500

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 651.051
A.I.U. 30%	\$ 195.315
COSTO TOTAL	\$ 846.366

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	ACERO DE REFUERZO	UNIDAD:	KG
-------	-------------------	---------	----

I. EQUIPO					
Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 125,22	
Sub-Total				\$	125,22

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
ACERO DE REFUERZO	KG	\$ 2.357,94	1,04	\$ 2.452,26	
ALAMBRE NEGRO	KG	\$ 3.200,00	0,056	\$ 179,20	
% DESPERDICIOS			5%	\$ 131,57	
Sub-Total				\$	2.763,03

III. TRANSPORTES					
Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
Sub-Total				\$	-

IV. MANO DE OBRA					
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
OFICIAL	\$ 50.000	1,00	\$ 90.000	115,00	\$ 782,61
AYUDANTE	\$ 30.000	1,00	\$ 54.000	115,00	\$ 469,57
Sub-Total					\$ 1.252,17

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 4.140,00
A.I.U. 30%	\$ 1.242,00
COSTO TOTAL	\$ 5.382,00

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: RELLENO SELECCIONADO PARA ESTRUCTURAS UNIDAD: M3

I. EQUIPO

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
VIBROCOMPACTADOR	HORA	\$ 80.000	20	\$ 4.000,00	
CARROTANQUE	HORA	\$ 20.000	20	\$ 1.000,00	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 1.440,00	
Sub-Total				\$	6.440,00

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
RELLENO SELECCIONADO	M3	\$ 15.281,48	1,25	19.101,85	
Sub-Total				\$	19.101,85

III. TRANSPORTES

Descripción	Unidad	Distancia	\$/UNID-KM	Valor-Unit.	
TRANSPORTE DE MATERIAL	M3	12,00	720,00	\$ 8.640,00	
Sub-Total				\$	8.640,00

IV. MANO DE OBRA

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
AYUDANTE	\$ 30.000	3,00	\$ 162.000	17,50	\$ 9.257,14	
OFICIAL	\$ 50.000	1,00	\$ 90.000	17,50	\$ 5.142,86	
Sub-Total					\$	14.400,00

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 48.582
A.I.U. 30 %	\$ 14.575
COSTO TOTAL	\$ 63.157

**PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y
NORTE DE SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**



ITEM: Pavimento en Adoquín **UNIDAD:** M2

I. EQUIPO

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
COMPACTADOR MANUAL	HORA	80.000,00	40	\$ 2.000,00	
CARROTANQUE	HORA	20,00	40	\$ 0,50	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 566,40	
Sub-Total					\$ 2.566,90

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
ARENA AMARILLA	M3	38.000,00	0,3	9.500,00	
ADOQUIN EN CONCRETO	UND	1.050,00	47,4	49.780,08	
DESPERDICIO 5 %			2,4	2.489,00	
Sub-Total					\$ 61.769,09

III. TRANSPORTES

Descripción	Unidad	Distancia	\$/UNID-KM	Valor-Unit.	
Sub-Total					\$ -

IV. MANO DE OBRA

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
COMISION DE TOPOGRAFIA	\$ 120.000,00	0,40	\$ 86.400,00	100,00	\$ 864,00	
OFICIAL	\$ 50.000,00	1,00	\$ 90.000,00	30,00	\$ 3.000,00	
AYUDANTE	30.000	1,00	\$ 54.000,00	30,00	\$ 1.800,00	
Sub-Total					\$ 5.664,00	

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 70.000
A.I.U. 30 %	\$ 21.000
COSTO TOTAL	\$ 91.000

PROYECTO DE CONCESION VIAL AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE
SANTANDER
CONSTRUCCIÓN OBRAS ACCIONES POPULARES
ACUERDO DE CONCILIACION DE FECHA 8 DE NOVIEMBRE DE 2013



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: SARDINEL EN CONCRETO

UNIDAD: ML

I. EQUIPO

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
MEZCLADORA	DIA	50.000,00	30,00	\$ 1.666,67	
FORMALETA METALICA				\$ 5.000,00	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				\$ 3.150,00	
Sub-Total				\$	9.816,67

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CEMENTO	KG	620,00	19,50	12.090,00	
ARENA	M3	35.000,00	0,05	1.750,00	
TRITURADO 3/4"	M3	45.000,00	0,07	3.364,08	
AGUA	LT	18,00	10,95	197,10	
Sub-Total				\$	17.401,18

III. TRANSPORTES

Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
Sub-Total				\$	-

IV. MANO DE OBRA

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL	\$ 50.000,00	2,00	\$ 180.000,00	16,00	\$ 11.250,00	
AYUDANTE	\$ 30.000,00	6,00	\$ 324.000,00	16,00	\$ 20.250,00	
Sub-Total				\$	31.500,00	

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 58.718
A.I.U. 30 %	\$ 17.615
COSTO TOTAL	\$ 76.333

ITEM:	BARANDA METALICA ACCESO PUENTE 11 DE NOVIEMBRE	UNIDAD:	ML
-------	--	---------	----

II. MATERIALES EN OBRA					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
BARANDA METÁLICA	UND	\$ 450.000	0,25	112.500,00	
POSTE BASE	UND	\$ 108.000	0,25	27.000,00	
POSTE SOSTEN	UND	\$ 90.000	0,25	22.500,00	
TERMINALES	UND	\$ 56.000	0,10	5.600,00	
				Sub-Total	\$ 167.600,00

IV. MANO DE OBRA						
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
CUADRILLA ESPECIALIZADA	\$ 180.000,00	1,00	\$ 522.000	2,90	\$ 180.000,00	
Sub-Total						\$ 180.000,00

0185



**CONCESION AREA METROPOLITANA
DE CUCUTA Y NORTE DE
SANTANDER**

**CRONOGRAMA DE TRABAJO
ACCION POPULAR RAMPAS DE ACCESO PUENTE PEATONAL ONCE DE NOVIEMBRE**

ITEM	DESCRIPCION	PLAZO	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9	MES 10
1.0	ACCION POPULAR RAMPAS DE ACCESO PUENTE PEATONAL ONCE DE NOVIEMBRE											
1.1	GESTIÓN AMBIENTAL	Trámites para los permisos necesarios para la construcción de la obra						100 %				
1.2	GESTIÓN SOCIAL	Socialización de la obra							100 %			
1.3	GESTIÓN PREDIAL	Gestión para adquisición predial						100 %				
1.4	CONSTRUCCIÓN SENDERO PEATONAL	1. Sendero Peatonal Acción Popular 2009-018 Fernando Andres González.									100 %	

Nota: El plazo proyectado para la obtención de los permisos y licencias ambientales, podrá variar dependiendo de los tiempos de los trámites internos de las Autoridades Ambientales competentes.



Agencia Nacional de
Infraestructura



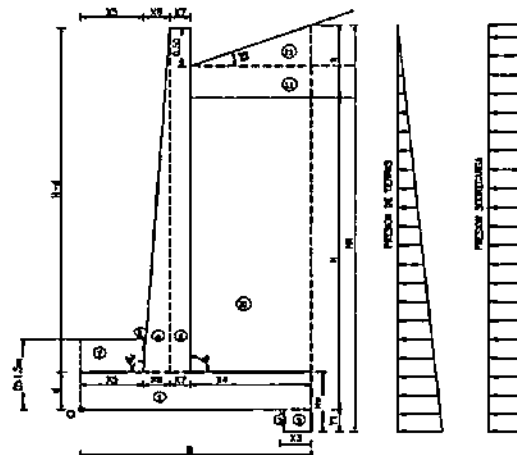
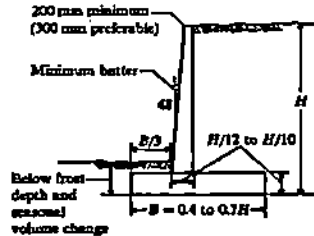
ANEXO 1 - MEMORIAS

ANEXO A. MEMORIA CÁLCULO MUROS DE CONTENCIÓN

MURO H_{LIBRE} = 2.5 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

**Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO**

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes
C (kg/m ³)	2000		2000	2000	2000
φ (°)	30	0.524	30	0.524	30
β ₁ (m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
β ₂ (m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Ángulo 45°	45	0.785	45	0.785	45
γ (kN/m ³)	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Ángulo 180°	180	1.571	180	1.571	1.571
Combinación Ángulos	tan	tan	tan	tan	tan
m + φ	2.004	0.8880	0.7500	0.8880	0.7500
m - φ	1.265	0.9537	0.9537	0.9537	0.9537
φ + β ₁	0.829	0.7373	0.7373	0.7373	0.7373
φ - β ₁	0.524	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
m + β ₁	1.571	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
m - β ₁	1.571	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
180 - m	1.571	1.470	0.000	1.470	0.000
180 - β ₁	1.470	0.000	0.000	0.000	0.000
m + φ	1.047	0.8660	0.7500	0.8660	0.7500
m - φ	1.978	0.9237	0.9237	0.9237	0.9237
φ + β ₁	0.524	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
φ - β ₁	1.571	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000



DIMENSIONES	OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO
L (Sección)	Volúmen (m ³ /m)
H	Altura libre
V1	Peso
V2	Talón
D	Volúmen
d	Peso
H1	P.S. Estático
X1	Volúmen
X2	Desl.
X3	Cap. Port.
X4	Desl.
X5	Cap. Port.
X6	Desl.
X7	Cap. Port.
X8	Desl.
X9	Cap. Port.
X10	Desl.
X11	Cap. Port.
X12	Desl.
X13	Cap. Port.
X14	Desl.
X15	Cap. Port.
X16	Desl.
X17	Cap. Port.
X18	Desl.
X19	Cap. Port.
X20	Desl.
X21	Cap. Port.
X22	Desl.
X23	Cap. Port.
X24	Desl.
X25	Cap. Port.
X26	Desl.
X27	Cap. Port.
X28	Desl.
X29	Cap. Port.
X30	Desl.
X31	Cap. Port.
X32	Desl.
X33	Cap. Port.
X34	Desl.
X35	Cap. Port.
X36	Desl.
X37	Cap. Port.
X38	Desl.
X39	Cap. Port.
X40	Desl.
X41	Cap. Port.
X42	Desl.
X43	Cap. Port.
X44	Desl.
X45	Cap. Port.
X46	Desl.
X47	Cap. Port.
X48	Desl.
X49	Cap. Port.
X50	Desl.
X51	Cap. Port.
X52	Desl.
X53	Cap. Port.
X54	Desl.
X55	Cap. Port.
X56	Desl.
X57	Cap. Port.
X58	Desl.
X59	Cap. Port.
X60	Desl.
X61	Cap. Port.
X62	Desl.
X63	Cap. Port.
X64	Desl.
X65	Cap. Port.
X66	Desl.
X67	Cap. Port.
X68	Desl.
X69	Cap. Port.
X70	Desl.
X71	Cap. Port.
X72	Desl.
X73	Cap. Port.
X74	Desl.
X75	Cap. Port.
X76	Desl.
X77	Cap. Port.
X78	Desl.
X79	Cap. Port.
X80	Desl.
X81	Cap. Port.
X82	Desl.
X83	Cap. Port.
X84	Desl.
X85	Cap. Port.
X86	Desl.
X87	Cap. Port.
X88	Desl.
X89	Cap. Port.
X90	Desl.
X91	Cap. Port.
X92	Desl.
X93	Cap. Port.
X94	Desl.
X95	Cap. Port.
X96	Desl.
X97	Cap. Port.
X98	Desl.
X99	Cap. Port.
X100	Desl.

1. ANALISIS ESTÁTICO

K₁ = 0.269
K₂ = 1.000

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

P₁ = 1.58 t/m P_{SOBRECARGA} = 1.00 t/m

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

V₁ = 0.93 m Y_{sobrecarga} = 1.15 m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura	DIMENSIONES	AREA	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m)	H (m)	m ²	t/m ³	m	t/m ²
1	1.83	0.50	0.92	2.4	0.82	1.58
2	0.03	0.20	0.00	2.4	0.01	0.00
3	0.30	0.20	0.10	2.4	0.24	0.34
4	0.22	2.30	0.26	2.4	0.83	0.41
5	0.30	2.30	0.69	2.4	1.08	1.48
6	0.00	2.30	0.00	2.4	0.00	0.00
7	0.50	1.00	0.50	2.0	1.00	0.25
8	0.10	1.00	0.05	2.0	0.10	0.05
9	0.00	2.30	0.00	2.0	0.00	0.00
10	0.60	2.30	1.38	2.0	2.78	3.67
11	0.60	0.60	0.09	2.0	0.60	0.09
12	0.60	0.60	0.00	2.0	0.00	0.00
Suma				8.4	subtotal	7.8
P ₁				0.00	1.63	0.00
P ₂				7.80		

Mostrar

P ₁	1.58	0.933	1.48
P ₂	0.13	0.17	0.02
P _{SOBRECARGA}	0.98	1.15	1.10

Se considera la presencia de agua por debajo del tiro
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.98	considerando P ₁ y rellenos pasivos
F.S. No =	2.99	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.82	en P ₁ y sin rellenos pasivos

Total

0.35

7.78

Nota: P_{pas} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corta:	C/B	0.00	U/m
Resist. Fricción:	$W \times 0.50$	3.58	U/m
Presión pasiva:	P_{pas}	7.80	U/m
Total:		11.48	U/m

$C_{fricción} = 0.50'$

P_{act}	1.58	U/m
P_{pas}	0.13	U/m
$P_{pasivo} =$	0.96	U/m

F.S. Ns:	4.31	considerando el empuje pasivo
F.S. Ns:	1.38	sin considerar el empuje pasivo
F.S. Ns:	2.84	considerando $K_p(F.S.=2)$

1.6 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Muro:	5.183	m	Medidos desde el punto O
X centr.:	0.62	m	
q:	0.18	m	
B.M.:	0.27	m	OK está en el tercio medio

1.8 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{suelo\text{ Limb}} = 20.0 \text{ U/m}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

q_{suelo}	11.55	U/m ²	F.S. = 1.73
q_{min}	1.91	U/m ²	F.S. = 1.73

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO		radiantes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes	K_a	K_p	K_c
C (U/m ²)	0.0										
ϕ	30	0.524	ϕ	30.00	0.524	ϕ	17.50	0.305			
β	0.0	0.000	γ (U/m ³)	2.00		θ	0.187	0.003			
Angulo 45°	45	0.785	Altura (m)	2.30		α	90.000	1.571	0.175	0.1225	
			Ancho muro (m)	1.63							

Combinación de ángulos	Sen α	Sen β	Coseno α	Coseno β
$\alpha + \beta =$	2.095	0.584	0.747	0.503
$\alpha - \beta =$	0.187	0.186	0.938	0.981
$\alpha + \beta - \theta =$	1.262	0.953	0.304	
$\alpha + \beta$	0.629	0.737		
$\alpha - \beta - \theta$	0.520	0.497		
$\beta + \alpha$	1.571	1.000	0.000	0.000
α	1.571	1.000	0.000	0.000

$K_a = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

$F_{dip} = 0.78 \text{ U/m}$ Fuerza sismica del peso propio

$P_{sismo} = 0.03 \text{ U/m}$

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 1.87 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_1	7.78
M_2	7.48

Considerando rellenos pasivos
sin P_{pas} y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_0

	W (U/m)	Brazo (m)	Momento (U/m)
P_{pasivo}	1.58	0.93	1.48
P_{pasivo}	0.03	1.87	0.05
P_{pas}	0.13	0.17	0.02
$P_{estructura}$	0.00	1.15	0.00
$P_{estructura}$	0.00	2.00	0.00
Total	2.52		1.55

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico
por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; sólo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Pesos	W (U/m)	Brazo (m)	Momento (U/m)
1	0.34	0.82	0.23
2	0.00	0.52	0.00
3	0.04	1.41	0.06
4	0.11	0.65	0.07
5	0.28	0.88	0.26
6	0.00	1.03	0.00
7	0.18	0.25	0.04
8	0.02	0.53	0.01
9	0.00	1.03	0.00
10	0.48	1.51	0.72
11	0.00	1.33	0.00
12	0.00	1.43	0.00
Suma	1.46	subtotal	0.72
P_{pas}	0.00	1.83	0.00
P_{pas}	0.75		
Total	1.46		0.72

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\phi=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinam	3.46	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinam	3.38	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C/B	0.00	um
Resist. Fricción:	W/(tan(φ))	3.68	um
Presión pasiva	P _{pas}	1.73	um
	Total	11.48	um

P _{pas}	1.58
P _{pas}	0.03
P _{pas}	0.13
P _{pas}	0.00
P _{pas}	0.00
Total	1.73

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (t/m)
1	0.34
2	0.00
3	0.04
4	0.11
5	0.29
6	0.00
7	0.18
8	0.02
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	0.98

Fuerza Inercial total

F_{app}

F.S. No:	4.23	considerando el pasivo
F.S. No:	1.34	sin considerar el pasivo
F.S. No:	1.98	considerando K _h (F.S.=2)

Se considera pasivo solo por debajo del punto O, debido a la rotación del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{centr}	5.21	t.m/m
X _{centr}	0.62	m
a	0.19	m
B	1.63	m
B/4	0.41	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

a-B	OK está dentro de la base
a-B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q _{ult} base	0.0	um ²
q _{ult} base	20.0	um ²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{ult}	9.88	um ²
q _{ult}	1.73	um ²

F.S.	2.02
------	------

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grup(N) = \gamma [\beta_D D + \beta_L (I + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ]$$

TABLA A.3.12-1
Lista de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Y	FACTOR D	L+H	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	D	1.67	1	Pe	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	Pe	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	Pe	0	1	Pe	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	Pe	0	0	Pe	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	Pe	1	1	Pe	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	Pe	1	1	Pe	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	Pe	0	0	Pe	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	Pe	1	1	Pe	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.60	Pe	0	0	Pe	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	Pe	1	1	Pe	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	Pe	0	0	Pe	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	Pe	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

	D	E	EQ
Hipotesis 1	1.30	1.30	1.30
Hipotesis 2	0.95	1.30	1.30

3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	2.30 m
Zarpa delantera	(X1)	0.50 m
Zarpa trasera	(X8)	0.50 m
Altura de la zarpa	d	0.50 m
Base muro	(B)	1.63 m
Ancho superior voladizo	(X7)	0.30 m
Voladizo inferior	(X6-X7-X5)	0.53 m
Altura del diente	(Y1)	0.20 m

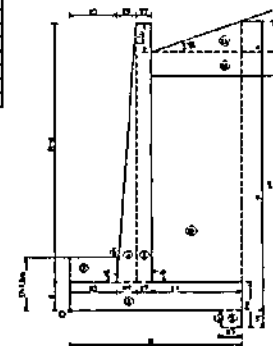
DATOS DE DISEÑO

F_{cd} = 21.1 Mpa
f_{yd} = 436 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R_a = 0.030 m

Y Factor de carga
D Coeficiente de carga
L Carga muerta
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Choque de barcos
B Embarcación
SF Fuerza por flujo de la corriente
W Viento
WL Viento sobre carga muerta
R+S+T Aceptamiento Retración-Temp
EQ Sismo



3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P _{st}	15.50	kN/m
Etotal	25.35	kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P _{sc}	0.85	kN/m
Etotal	25.80	kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P _{ad}	0.25	kN/m
Etotal	25.80	kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vmax	25.35	kN/m
Vu	42.84	kN/m
wu	80.83	kN/m
qVc	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vmax	25.80	kN/m
Vu	25.80	kN/m
wu	48.30	kN/m
qVc	574.18	kN/m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{max}	25.70	Kn.m
M _u	43.59	KN/m
b	1 m	
h	0.53 m	

HIPOTESIS DE CARGA 2

M _{base}	21.57	Kn.m
M _u	21.57	KN/m
b	1	m
h	0.53	m

ARMADURA CARA EXPUESTA

p Minima	0.0020
As	10.80 cm2
As min	2.6 cm2
As diseño	5.30 cm2
Barra No	4
Cent	5
S	0.20 m

1 No. 4 @ 2 m

CADA CARA

ρ Máxima 0.0161437

ρ Diseño	0.0005
ρ Mínima	0.0020
As	0.60 cm ²
Barra No	3
Cent	5
S	0.20 m

ρ Diseño	0.0002
ρ Minima	0.0020
As	0.60 cm ²
Barra No	3
Cent	5
S	0.20 m

	CASO 1	CASO 2	Voladizo	d	wu	As _{exp}	As _{min}	Barra No.	Separación
(m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	(m)	(m)	cm ²	cm ²	m
1.15	13.35	8.24	7.05	5.88	0.415	0.385	36.97	7.30	0.67
1.44	18.78	14.68	11.21	8.63	0.444	0.394	47.89	7.88	1.00
1.73	24.99	22.33	14.93	10.41	0.473	0.423	59.14	8.45	1.49
2.30	39.87	43.59	23.84	21.57	0.530	0.430	83.05	9.60	2.42

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

omax	88.19	kN/m ²
omin	14.26	kN/m ²
o a-b	64.13	kN/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vu b	31.58	kN/m
Vu	59.97	kN/m
wu	108.74	kN/m ²
qVc	574.18	kN/m ²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

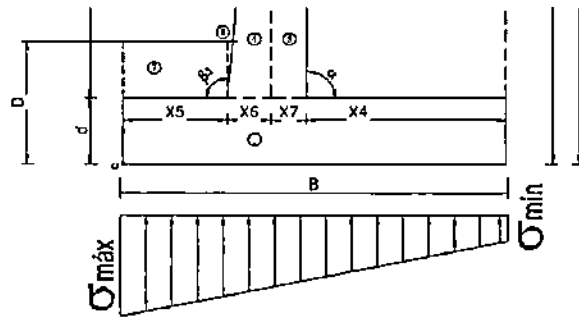
p Minima	0.0020
As	0.00 cm2
As min	1.3 cm2
As diseño	4.50 cm2
Barra No	4
Cent	4
S	0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mao	8.35	Kn.m
Mu	14.12	kN.m
b	1 m	
h	0.50 m	

fy	4200	kgf/cm ²
ρ Diseño	0.0002	
ρ Minima	0.0020	
As	0.00	cm ²
Barra No	3	
Cent	5	
S	0.20	m
1 No. 5 c/d 2 m		



3.5 VOLADIZO DEL TALON

σ_{max} 88.19 kN/m²
 σ_{min} 14.25 kN/m²
 σ_{c-9} 40.74 kN/m²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{ed} -24.95 kN/m (-) Hacia Abajo
 V_u -42.16 kN/m
 w 84.33 kN/m²
 ΔV_c 574.16 kN/m²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

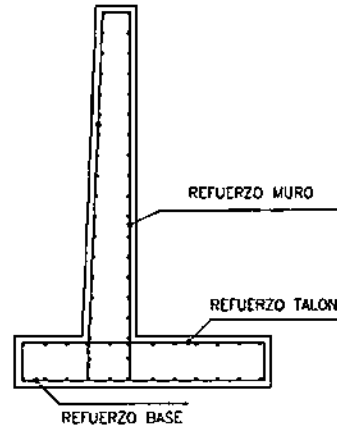
ρ_{Minima} 0.0020
 A_s 9.00 cm²
 $A_{s\ min}$ 2.6 cm² 2.6 cm² X (19)
 $A_{s\ diseño}$ 4.50 cm²
Barra No 3
Cant 4
S 0.25 m
Refuerzo 1 No.4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M_{ed} 8.28 kN-m
 M_u 13.99 kN-m
 b 1 m
 h 0.50 m
 d' 0.050 m
 d 0.45 m $\rho > 0.06$
 f_c 211 kg/cm²
 f_y 4200 kg/cm²

$\rho_{Diseño}$ 0.0002
 ρ_{Minima} 0.0020
 A_s 0.00 cm²
Barra No 3
Cant 5
S 0.20 m
Refuerzo 1 No.5 c/0.2 m



3.5 DENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{ed} 7.60 kN/m (-) Hacia Abajo
 V_u 13.19 kN/m
 w 98.05 kN/m²
 ΔV_c 574.16 kN/m²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ_{Minima} 0.0020
 A_s 5.60 cm²
 $A_{s\ min}$ 2.6 cm² 2.6 cm² X (19)
 $A_{s\ diseño}$ 4.30 cm²
Barra No 3
Cant 4
S 0.25 m
Refuerzo 1 No.4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M_{ed} 3.68 kN-m
 M_u 5.18 kN-m
 b 1 m
 h 0.50 m
 d' 0.070 m
 d 0.43 m $\rho > 0.04$
 f_c 211 kg/cm²
 f_y 4200 kg/cm²

$\rho_{Diseño}$ 0.0001
 ρ_{Minima} 0.0020
 A_s 0.60 cm²
Barra No 3
Cant 7
S 0.14 m
Refuerzo 1 No.4 c/0.14 m

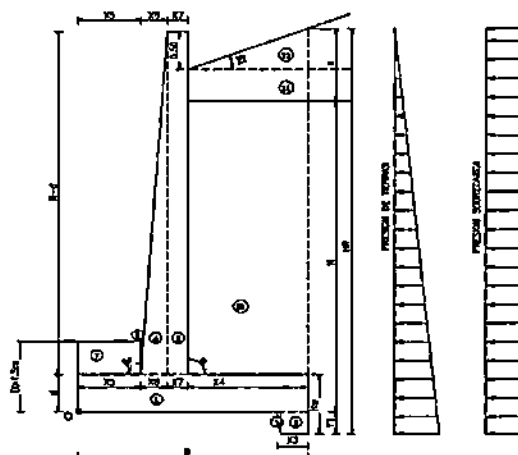
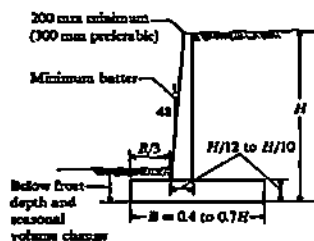
MURO H_{LIBRE} = 3.0 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado

RELLENO SELECCIONADO

BUELO	radiantes	RELLENO	Radiantes	MURO	Radiantes
C (m ²)	0.00		0.58		
φ	30.0	0.524	30	0.524	17.50
B ₁ m	0.00	0.000	2	0.524	1.571
B ₂ m	0.00	0.000		0.524	1.571
Angulo α°	45	0.785	2.60	Sobrecarga	1.20
γ (N/m ³)	1.80		1.00		
Angulo 180°	3.142				
Combinación ángulos	seno	seno	tan		
α + β	2.054	0.880	0.7500		
α - β	1.265	0.637			
φ + β	0.829	0.7173			
φ - β	0.524	0.5000			
α + β ₁	1.571	1.0000			
α + β ₂	1.571	1.0000			
170 - α	1.571		0.000		
180 - β	1.492		12.708		
α - β	1.047	0.8860	0.7500		
α + β	1.876	0.637			
φ + β	0.524	0.5000			
α + β ₁	1.571	1.0000			

FACTORES DE SEGURIDAD	
ESTATICOS	DINAMICOS
Volcan.	3.44
Desliz.	2.06
Cap. Port.	2.17
σ<5%	0.16
σ<5% B4	0.32



DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO	
L (Sección)	0.00	Volumen (m ³ m)	2.10
H	3.00	Altura Libre	2.80
Y ₁	0.10	Base	1.80
Y ₂	0.00	Talon	0.80
D	1.50	Ventago	0.80
h	0.000	Pala	0.80
d	0.50	P.B. Estático	3.44
HR	3.30	Volcan.	2.63
X ₁	0.80	Desliz.	2.17
X ₂	0.00	Cap. Port.	0.16
X ₃	0.50	σ<5%	0.32
X ₄	0.60	B4	0.66
X ₅	0.80	P.B. Dinámico	3.44
X ₆	0.20	Volcan.	2.17
X ₇	0.30	Desliz.	0.17
X ₈	0.00	Cap. Port.	0.46
X ₉	0.60	σ<5%	
X ₁₀	0.05	B4	
B	1.90		
H _u	0.50		

Se requiere protección geotécnica contra erosión en la parte del muro por quedar en el borde del talud

1. ANALISIS ESTATICO

K_u = 0.289
K_c = 3.000

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_u = 1.87 t/m P_{sobrecarga} = 1.08 t/m

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

Y_u = 1.00 m Y_{sobrecarga} = 1.25 m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

M _{res}		W Concreto		Z 4	
Figura	DIMENSIONES	AREA	MATERIAL	PESO	BRAZO
	B (m)	H (m)	m ²	γm ³	m
1	1.90	0.50	0.95	2.4	2.28
2	0.00	0.30	0.00	2.4	0.00
3	0.50	0.30	0.15	2.4	0.36
4	0.20	2.50	0.25	2.4	0.80
5	0.50	2.50	0.75	2.4	1.20
6	0.00	2.50	0.00	2.4	0.00
7	0.60	1.00	0.60	2.0	1.20
8	0.08	1.00	0.04	2.0	0.08
9	0.00	2.50	0.00	2.0	0.00
10	0.50	2.50	2.00	2.0	4.00
11	0.50	0.00	0.00	2.0	0.00
12	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00
Suma				10.3	subtotal
P _u				0.00	1.90
P _u				8.75	

Mo apoyo

P _u	1.87	1.000	1.87
P _u	0.13	0.17	0.02
P _{sobrecarga}	1.03	1.25	1.28

Se considera la presencia de agua por debajo del filtro incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	3.67	considerando P _u y refuerzo pasivos
F.S. No =	3.67	considerando refuerzo pasivos
F.S. No =	3.44	sin P _u y sin refuerzo pasivos

Total

10.32 11.32

Nota: P_{av} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C'B	0.00	tm/m
Resist. Fricción:	WQS 58	4.59	tm/m
Prestón pasiva	P_{pa}	8.75	tm/m
	Total	13.31	tm/m

$C_{correcta} = 0.50^*$

P_{av}	1.87	tm/m
P_{av}	0.13	tm/m
$P_{correcta}$	1.03	tm/m

F.S. No:	4.45	considerando el empuje pasivo
F.S. No:	1.61	en considerar el empuje pasivo
F.S. No:	2.96	considerando $K_p(F.S. = 2)$

1.6 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Muro:	5.147	tm/m
X centr.:	0.79	m
B:	0.16	m
B/6:	0.32	m

Medidos desde el punto O

OK está en el tercio medio

1.8 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{admiso} = 20.0$ tm/m²

Prestones aplicadas al suelo:

q_{av}	0.65	tm/m ²
q_{max}	3.22	tm/m ²

F.S.	2.03
F.S.	2.03

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes	α_0	K_0	K_1
C (tm/m ²)	0.0							
ϕ	30	0.524	30.00	0.524	8	17.50	0.305	
β	0.0	0.000	2.00	0	0.197	0.002		
Ángulo δ	45	0.785	2.50	25	80.000	1.571	0.175	0.1225
		Ancho muro (m)	1.60					

Combinación de ángulos	seno	seno ²	Coseno	Coseno ²
$\delta + \alpha + \theta$	2.058	0.864	0.747	0.553
θ	0.187	0.038	0.981	0.962
$\alpha + \delta + \theta$	1.262	0.993	0.304	0.092
$\delta + \theta$	0.629	0.397		
$\delta + \alpha + \theta$	0.520	0.449		
$\delta + \alpha$	1.571	1.000	0.000	0.000
α	1.571	1.000	0.000	0.000

$X_{cm} = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

$F_{exp} = 0.88$ tm Fuerza sismica del peso propio

$P_{av} = 0.03$ tm/m

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 2.00 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_1	11.32
M_2	10.81

Considerando rellenos pasivos sin Pav y sin rellenos pasivos que estabilizan

	W (tm)	Brazo (m)	Momento (tm/m)
$P_{correcta}$	1.87	1.00	1.87
$P_{av, dinámico}$	0.03	2.00	0.06
P_{av}	0.13	0.17	0.02
$P_{estructura}$	0.00	1.25	0.00
$P_{correcta}$	0.00	2.20	0.00
Total	2.61		1.95

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el período de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Pesos	W (tm)	Brazo (m)	Momento (tm/m)
1	0.40	0.55	0.36
2	0.00	0.60	0.00
3	0.06	1.05	0.10
4	0.11	0.73	0.08
5	0.32	0.65	0.30
6	0.00	1.10	0.00
7	0.21	0.30	0.06
8	0.01	0.53	0.01
9	0.00	1.10	0.00
10	0.70	1.50	0.00
11	0.00	1.50	0.00
12	0.00	1.63	0.00
Suma	1.81	subtotal	0.93
P_{av}	0.00	1.80	0.00
P_{pa}	8.75		
Total	1.81		0.93

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\delta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinámico	3.93	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinámico	3.85	en rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C/B	0.00	U/m
Resist. Fricción:	W/(tan ϕ)	4.56	U/m
Presión pasiva	F _{ps}	2.87	U/m
	Total	13.31	U/m

P _{act}	1.87
P _{pasiva}	0.03
P _{ps}	0.13
P _{pasiva} =	0.00
P _{pasiva} =	0.00
Total	2.02

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (T/m)
1	0.40
2	0.00
3	0.06
4	0.11
5	0.32
6	0.00
7	0.21
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.11

Fuerza inercial total

F_{app}

F.S. Ns:	4.23	} considerando el pasivo en considerar el pasivo considerando K _a (F.S. = 2)
F.S. Ns:	1.48	
F.S. Ns:	2.31	

Se considera pasivo solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{act}	8.03	Tm/m
X Centz.	0.78	m
e	0.17	m
B	1.90	m
B/4	0.45	m

Medidas desde el punto O

OK está dentro de la base

e < B	OK está dentro de la base
e > B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q _{activa}	0.0	U/m ²
q _{pasiva}	20.0	U/m ²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{act}	9.22	U/m ²
q _{pas}	2.73	U/m ²

F.S.	2.17
F.S.	2.17

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_R E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+I) + \beta_{EQ} EQ]$$

TABLA A.3.12-1
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Y	FACTOR B	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+I	EQ
I	1.30	β_D	1.67	1	β_L	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	β_D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
II	1.30	β_D	0	1	β_L	1	1	0	0	0	0	0
III	1.30	β_D	0	0	β_L	1	1	1	0	0	0	0
IV	1.30	β_D	1	1	β_L	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	β_D	0	0	β_L	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	β_D	1	1	β_L	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	β_D	0	0	β_L	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	β_D	1	1	β_L	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.25	β_D	0	0	β_L	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	β_L	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

	L	O	E	EQ
Hipotesis 1 (yr)	1.0	1.0	1.0	1.0
Hipotesis 2 (yr)	0.85	1.0	1.0	1.0

3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-c)	2.50 m
Zancho delantero	(X1)	0.60 m
Zancho trasero	(X2)	0.80 m
Altura de la zapata	d	0.50 m
Base muro	(B)	1.90 m
Ancho superior vuestro	(X3)	0.30 m
Vástago inferior	(X4+X7-X8)	0.50 m
Altura del diente	(Y1)	0.30 m

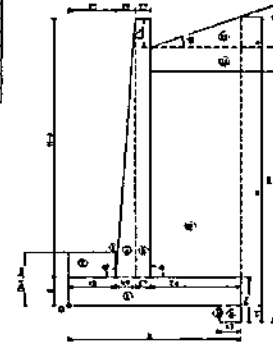
DATOS DE DISEÑO

f_c^*	21 MPa
f_y^*	420 MPa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R*	0.050 m
----	---------

Y Factor de carga
 β Coeficiente de carga
 D Carga muerta
 L Carga viva
 I Impacto
 CF Fuerza centrífuga
 E Empuje de tierras
 G Flotación
 SF Presión por fugo de la coronación
 W Viento
 WL Viento sobre carga viva
 LF R+5+T Acomodamiento+Retracción+Temp
 EQ Sismo



3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_{e1}	18.31	kN/m
Etotal	28.88	kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P_{e2}	10.55	kN/m
----------	-------	------

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P_{e3}	0.30	kN/m
Etotal	29.10	kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vmax	20.86	kN/m
Vu	48.78	kN/m
vu	67.56	kN/m
Vc	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vmax	29.18	kN/m
Vu	29.16	kN/m
vu	58.33	kN/m
Vc	574.18	kN/m

ARMADURA CARA EXPUESTA

ρ Mínima	0.0028
As	8.00 cm ²
As mín	2.8 cm ²
As diseño	4.50 cm ²
Barra No	3
Cant	4
S	0.25 m

CADA CARA

1 No 4 c/d 25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{max}	31.50	Kn.m
M _u	53.24	kN/m
b	1 m	
h	0.50 m	

ρ Diseño	0.0007
ρ Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	3
Cant	5
S	0.20 m

1 No 5 c/d 2 m

HIPOTESIS DE CARGA 2

M _{max}	26.75	Kn.m
M _u	26.75	kN/m
b	1	m
h	0.50	m

ρ Diseño	0.0004
ρ Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	3
Cant	5
S	0.20 m

1 No 5 c/d 2 m

	CASO 1	CASO 2	Vástago	d	vu		As	As	Barra No	Separación	separación A	separación B
y(m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	(m)	(m)	cm ² /m	cm ² /m		m		
1.25	15.17	11.01	9.05	4.72	0.400	0.350	43.33	OK	6.30	0.83	5	0.25
1.50	21.35	17.89	12.77	6.14	0.425	0.375	57.00	OK	6.75	1.27	5	0.25
1.85	28.55	27.02	17.06	12.83	0.450	0.400	71.35	OK	7.20	1.80	5	0.25
2.50	45.81	53.24	27.41	29.78	0.500	0.450	101.60	OK	8.10	3.18	5	0.20

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σ_{max}	80.22	kN/m ²
σ_{min}	26.24	kN/m ²
σ_{ab}	83.17	kN/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vmax	55.82	kN/m
Vu	60.53	kN/m
vu	121.06	kN/m
Vc	574.18	kN/m

ARMADURA DE RETRACCION

ρ Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
As mín	1.56 cm ²
As diseño	4.05 cm ²
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m

1 No 4 c/d 25 m

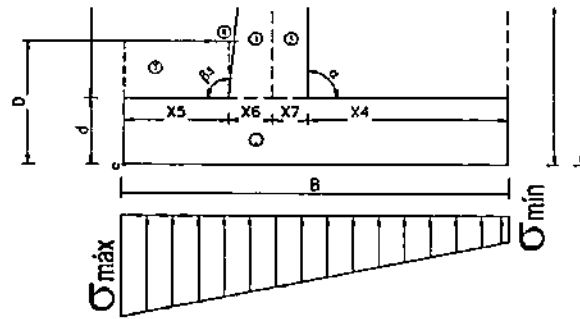
FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{eb}	11.26	Kn.m/m
M _{eu}	19.02	kN.m/m
b	1	m
h	0.50	m

ρ Diseño	0.0002
ρ Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	4
Cant	5
S	0.20 m

1 No 5 c/d 2 m



3.6 VOLADIZO DEL TALON

cmax	80.22	kg/m ²
cmin	28.24	kg/m ²
c c-a	48.97	kg/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V _{o-a}	-25.32	kg/m	(-) Hacia Abajo
V _u	-47.85	kg/m	
v _u	95.71	kg/m ²	
q _{vc}	574.18	kg/m ²	

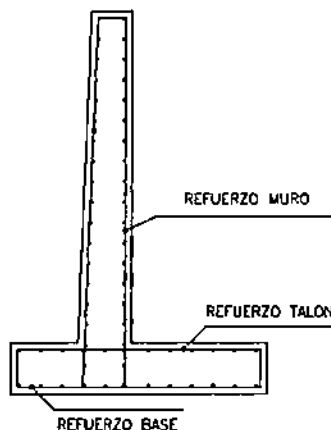
ARMADURA DE RETRACCIÓN

p Minima	0.0018
A _s	8.10 cm ²
A _{s min}	2.8 cm ²
A _{s diseño}	4.05 cm ²
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m
Refuerzo	1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

PROYECTO DE OBRAS		
M _{o-a}	12.54	kg/m
M _u	21.19	kg/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
p Diseño	0.0003	
p Mínima	0.0018	
A _s	8.10	cm ²
Barra No	4	
Cant	5	
S	0.20	m
Refuerzo	1 No 5 c/0.2 m	



3.6 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V _{o-a}	8.75	kg/m	(-) Hacia Abajo
V _u	14.78	kg/m	
v _u	111.29	kg/m ²	
q _{vc}	574.18	kg/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p Minima	0.0018
A _s	7.74 cm ²
A _{s min}	2.8 cm ²
A _{s diseño}	3.87 cm ²
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m
Refuerzo	1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

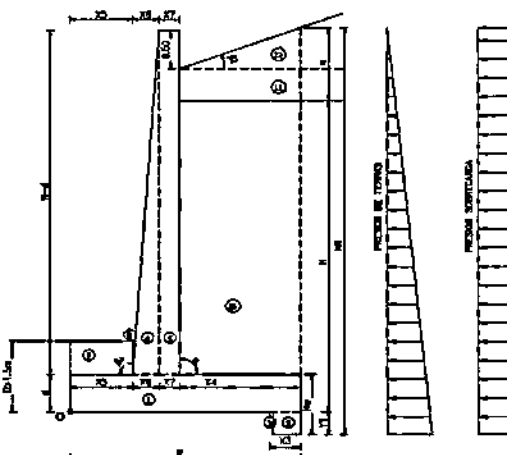
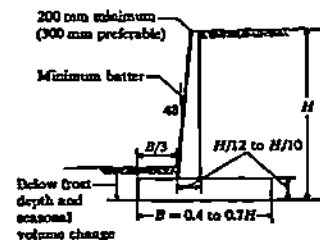
Muros de concreto		
M _{o-a}	4.89	Kn.m
M _u	7.82	Kn.m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.070	m
d	0.43	m
f _c	211	kg/cm ² > 0.05
f _y	4200	kg/cm ²
p Diseño	0.0001	
p Minima	0.0018	
A _s	7.74	cm ²
Barra No	4	
Cant	7	
S	0.14	m
Refuerzo	1 No 4 c/0.14 m	

MURO H_{LIBRE} = 3.5 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado

[illegible]

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO	
L (Sección)	30 a 60 m	Volumen (m ³ /m)	2.35
H	= 7.50	Ancho (cm)	3.00
Y1	200 a 370 mm	Área (cm ²)	2.00
Y2	150 a 260 mm	Tubo	0.80
D	2 a 1.50 m	Ventoso	0.50
h	0.500	Pala	0.70
d	0.50	P.S. Estático	
HR	3.50	Volumen	2.74
X1	30 a 0.70 m	Despl.	2.40
X2	0.00	Cap. Part.	1.53
X3	5.0 a 0.50 cm	CSM	0.21
X4	30 a 0.60 m	B4	0.33
X5	0.70	P.S. Dinámico	
X6	0.20	Volumen	3.16
X7	2 a 0.70 m	Despl.	1.93
X8	0.00	Cap. Part.	0.00
X9	0.60	CSM	0.23
X10	0.07	B4	0.50
B	2.50	Se requiere protección geotécnica contra erosión	
M	0.20	en la zona del muro por guardar en el borde del talud	



3.5
1.4
2.45

1. ANALISIS ESTÁTICO

$K_1 =$	0.289
$K_2 =$	3.000

1.1 EMPUJÉ DE TIERRAS

P. = 2.09

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

POMPEIANO **§**

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$$Y_A: 1.17$$
Y ~~_____~~ : 3.

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura		DIMENSIONES		AREA	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m)	H (m)	m ²	mm	tn/m	m	tn/m ²	
1	2.00	0.50	1.00	2.4	2.40	1.00	2.40	
2	0.00	0.30	0.00	2.4	0.00	0.70	0.00	
3	0.50	0.30	0.15	2.4	0.38	1.38	0.63	
4	0.70	3.00	0.30	2.4	0.72	0.83	0.60	
5	0.30	3.00	0.90	2.4	2.16	1.05	2.22	
6	0.00	3.00	0.00	2.4	0.00	1.20	0.00	
7	0.70	1.00	0.70	2.0	1.40	0.35	0.49	
8	0.07	1.00	0.03	2.0	0.07	0.72	0.05	
9	0.00	3.00	0.00	2.0	0.00	1.20	0.00	
10	0.80	3.00	2.40	2.0	4.80	1.60	7.68	
11	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	1.60	0.00	
12	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	1.73	0.00	
Suma						11.9	subtotal	14.1
P _m						0.00	2.00	0.00
P _u						8.73		

Mo _____

P_{sh}	2.89	1.167	3.14
P_{w}	0.13	0.17	0.02
P_{total}	1.20	1.50	1.80

Se considera la presencia de agua por debajo del filtro
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.85	considerando P_{av} y rellenos pasivos
F.S. No =	2.85	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.74	sin P_{av} y sin rellenos pasivos

Total 11.01 14.12 Nota: P_{pas} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C/B	0.00	—	tn/m
Resist. Fricción:	$W/0.50$	5.25	—	tn/m
Presión pasiva	P_{pas}	8.75	—	tn/m
	Total	14.00	—	tn/m

$$C_{\text{muro}} = 0.50'$$

P_{act}	2.60	tn/m
P_{pas}	0.13	tn/m
$P_{pasivo} =$	1.20	tn/m

F.S. Ns:	3.49	considerando el empuje pasivo
F.S. Ns:	1.31	sin considerar el empuje pasivo
F.S. Ns:	2.40	considerando $K_p/(F.S.=2)$

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Muro:	9.159	tn/m
X centr.:	0.77	m
e:	0.23	m
Bis:	0.23	m

Medidos desde el punto O
OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$$q_{adm} = 20.0 \text{ t/m}^2$$

Presiones aplicadas al suelo:

q_{act}	13.10	tn/m
q_{pas}	2.38	tn/m

F.S. =	1.63
F.S. =	1.63

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	radianes	RELLENO	radianes	MURO	radianes	α	K_a	K_p
C (tn/m)	0.0							
ϕ	30	0.524		30.00	0.524	ϕ	0.305	
β	0.0	0.000	γ (tn/m)	2.00	θ	0.197	0.009	0.175
Ángulo δ	45	0.785	Alzura (m)	3.00	α	90.000	1.571	0.1225
		Ancho muro (m)	2.00					

Combinación de ángulos	Senos	Senos	Cosenos	Cosenos
$\phi + \alpha + \theta =$	2.096	0.854	0.747	-0.503
θ	0.197	0.198	0.981	0.253
$\alpha - \theta - \theta =$	1.292	0.985		0.304
$\phi + \delta$	0.629	0.737		
$\phi - \theta - \theta =$	0.220	0.497		
$\theta + \alpha$	1.571	1.000		
α	1.571	1.000	0.000	0.000

$$K_{ad} = 0.305$$

2.1 EMPUJE DINAMICO

$$F_{dp} = 0.99 \text{ tm}$$

Fuerza sismica del peso propio

$$P_{act} = 0.04 \text{ t/m}$$

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 2.33 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_1	14.12
M_2	13.58

Considerando rellenos pasivos
sin P_{av} y sin rellenos pasivos que estabilizan

$$M_0$$

	W (tn/m)	Brazo (m)	Momento (tn/m)
P_{act}	2.60	1.17	3.14
P_{pasivo}	0.04	2.33	0.10
P_{av}	0.13	0.17	0.02
$P_{estructura}$	0.00	1.50	0.00
$P_{estructura}$	0.00	2.53	0.00
Total	3.85		3.26

Momentos Inerciales

Pesos	W (tn/m)	Brazo (m)	Momento (tn/m)
1	0.42	1.00	0.42
2	0.00	0.75	0.00
3	0.00	1.75	0.11
4	0.13	0.83	0.11
5	0.36	1.05	0.40
6	0.00	1.20	0.00
7	0.25	0.35	0.09
8	0.01	0.72	0.01
9	0.00	1.20	0.00
10	0.84	1.60	0.00
11	0.00	1.60	0.00
12	0.00	1.73	0.00
Suma	2.68	subtotal	1.13
P_{act}	0.00	2.00	0.00
P_{pas}	0.75		
Total	2.68		1.13

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\delta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinam	3.27	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinam	3.10	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINÁMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C _u	0.00	tn/m
Resist. Fricción:	W(tanφ)	5.25	tn/m
Presión pasiva	P _{pas}	2.67	tn/m
	Total	14.90	tn/m

P _{act}	2.69
P _{deso}	0.04
P _u	0.13
P _{agresivos}	0.00
P _{pasivos}	0.00
Total	2.86

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (tn/m)
1	0.42
2	0.00
3	0.06
4	0.13
5	0.36
6	0.00
7	0.25
8	0.04
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.24

Fuerza Inercial total

F_{pas}

F.S. Ns:	3.41	considerando el pasivo
F.S. Ns:	1.28	sin considerar el pasivo
F.S. Ns:	1.93	considerando K _u (F.S. = 2)

Se considera pasivo solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{total}	9.19	tn/m
X _{centr.}	0.77	m
e	0.23	m
B	2.00	m
B/4	0.50	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

e < B	OK está dentro de la base
e > B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q _{un satur.}	0.0	tn/m ²
q _{un satur.}	20.0	tn/m ²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{act}	11.32	tn/m ²
q _{pas}	2.12	tn/m ²

F.S.	0.00
F.S.	0.00

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPÓTESIS DE CARGA

$$Grupa(N) = \gamma [\beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_{CF} CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{SF} SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ]$$

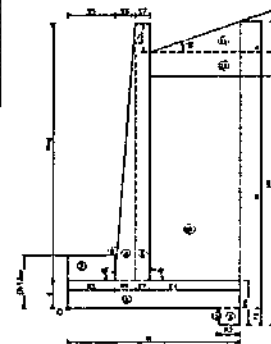
TABLA A 3.12-1
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	γ	FACTOR B	D	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	β_D	1.67	1	β_R	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	β_D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	β_D	0	0	β_B	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	β_D	1	1	β_R	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	β_D	0	0	0	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	β_D	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	β_D	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0
X	1.50	1	1.67	1	β_R	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

	D	E	F	EQ
Hipotesis 1	1.30	1.30	1.65	0.00
Hipotesis 2	0.00	1.00	1.00	1.00

γ Factor de carga
B Coeficiente de carga
D Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierra
B Rotación
SF Presión por flujo de la columna
W Viento
WL Viento sobre carga viva
R+S+T Anclamiento-Rotación-Temp
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-D)	3.00 m
Zanja delantera	(X1)	0.70 m
Zanja trasera	(X9)	0.60 m
Altura de la zanja	d	0.50 m
Barras muro	(S)	2.00 m
Ancho superior vástago	(X7)	0.30 m
Vástago inferior	(X8+X7+X9)	0.50 m
Altura del diente	(Y1)	0.30 m

DATOS DE DISEÑO
 $f_c = 21.1$ Mpa
 $f_y = 420$ Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO
R = 2.5 cm

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

CONDICION DINAMICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

$P_e =$	28.37	kN/m	$P_{sobrecarga} =$	12.31	kN/m	$P_{adic} =$	0.43	kN/m
Etotal	38.88	kN/m	Etotal	39.11	kN/m			

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vase	38.68	kN/m
Vu	65.37	kN/m
vu	130.74	kN/m
Vc	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vase	39.11	kN/m
Vu	39.11	kN/m
vu	78.22	kN/m
Vc	574.18	kN/m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mase	49.23	Kn m
Mu	83.20	kN/m
b	1 m	
h	0.50 m	
d	0.50 m	
d	0.45 m	
f_c	211	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²

ρ Diseño 0.0011
 ρ Minima 0.0012

As	6.10	cm ²
Barras No	4	
Cant	5	
S	0.20 m	

HIPOTESIS DE CARGA 2

Mase	43.08	Kn m
Mu	43.08	kN/m
b	1 m	
h	0.50 m	
d	0.50 m	
d	0.45 m	
f_c	211	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²

ρ Diseño 0.0006
 ρ Minima 0.0018

As	8.10	cm ²
Barras No	4	
Cant	5	
S	0.20 m	

ARMADURA CARA EXPUESTA

ρ Minima 0.0012

As	9.00	cm ²
As min	2.6	cm ²
As diseño	4.50	cm ²
Barras No	4	
Cant	4	
S	0.25 m	

CADA CARA

CASO 1		CASO 2		Vástago	d	vu	As _{req}	As _{provista}	Barras No.	Separación	separación A	separación B
v(m)	Vu(kN)	Mu(NK.M)	Vu(kN)	Mu(NK.M)	(m)	(m)	cm ² /m	cm ² /m		m		
1.50	20.06	16.34	11.99	7.38	0.400	0.350	57.31	8.30	1.24	0.25	0.2	0
1.58	28.55	27.02	17.08	12.83	0.425	0.375	76.14	8.75	1.92	0.25	0.2	0
2.25	38.44	41.37	22.99	20.39	0.450	0.400	98.11	7.20	2.76	0.25	0.2	0
3.00	62.40	83.20	37.35	43.06	0.500	0.450	138.66	8.10	4.98	0.20	0.2	0

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σ_{max}	98.73	N/m ²
σ_{min}	17.95	N/m ²
σ_{ab}	70.48	N/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vase	50.82	kN/m
Vu	85.68	kN/m
vu	171.79	kN/m
Vc	574.18	kN/m

ARMADURA DE RETRACCION

ρ Minima 0.0018

As	8.10	cm ²
As min	1.82	cm ²
As diseño	4.05	cm ²
Barras No	4	
Cant	4	
S	0.25 m	

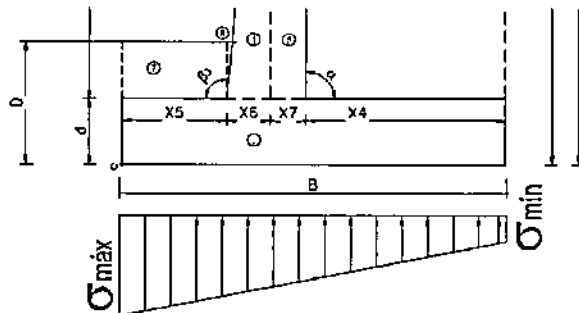
FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mase	18.84	Kn m
Mu	32.01	kN-m
b	1 m	
h	0.50 m	
d	0.50 m	
d	0.45 m	
f_c	211	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²

ρ Diseño 0.0004
 ρ Minima 0.0018

As	6.10	cm ²
Barras No	4	
Cant	5	
S	0.20 m	



3.6 VOLADIZO DEL TALON

σ_{max}	98.73	kN/m ²
σ_{min}	17.95	kN/m ²
σ_{c-e}	50.26	kN/m ²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{ed}	-38.85	kN/m	(-) Hacia Abajo
V_u	-55.83	kN/m	
v_u	131.68	kN/m ²	
ϕV_c	574.18	kN/m ²	

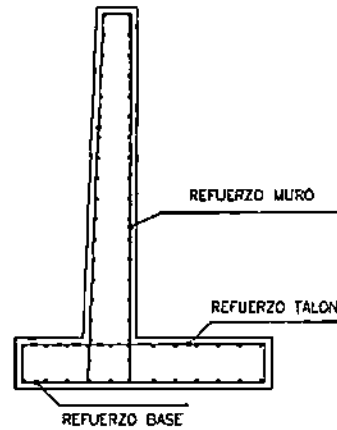
ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018
A_s	8.10 cm ²
A_{smin}	2.6 cm ²
$A_{s diseño}$	4.65 cm ²
Barra No	4
Cent	4
S	0.25 m
Refuerzo: 1 No 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M_{ed}	17.30	Kn.m
M_u	29.24	Kn.m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f_c	211	kg/cm2
f_y	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0004	
ρ Mínima	0.0018	
A_s	8.10	cm2
Barra No	5	
Cent	5	
S	0.20	m
Refuerzo: 1 No 5 c/0.2 m		



3.8 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{ed}	8.75	kN/m	(-) Hacia Abajo
V_u	14.78	kN/m	
v_u	153.09	kN/m ²	
ϕV_c	574.18	kN/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018
A_s	7.74 cm ²
A_{smin}	2.6 cm ²
$A_{s diseño}$	3.87 cm ²
Barra No	4
Cent	4
S	0.25 m
Refuerzo: 1 No 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

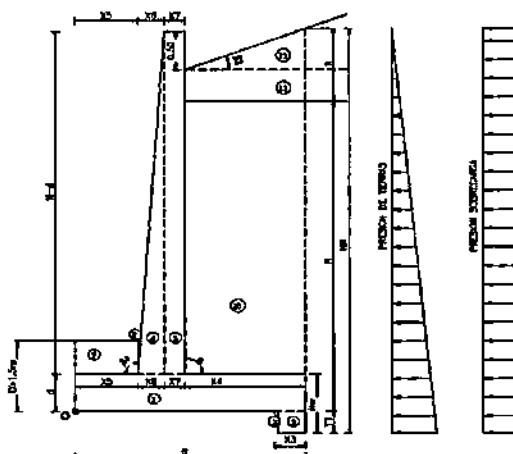
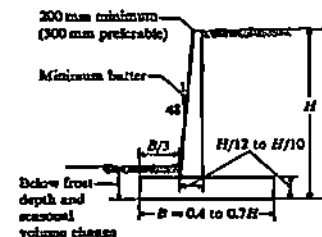
M_{ed}	4.89	kN.m
M_u	7.92	kN.m
b	1	m
h	0.50	m
d	0.079	m
d'	0.43	m
f_c	211	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
ρ Diseño	0.0001	
ρ Mínima	0.0018	
A_s	7.74	cm ²
Barra No	4	
Cent	7	
S	0.14	m
Refuerzo: 1 No 4 c/0.14 m		

MURO $H_{LIBRE}=4.0$ metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado

[illegible]

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO	
L (Sección)	$10^{-2} 0.00 \frac{m}{s}$	Volcan	2.70
X_1	$10^{-2} 4.00 \frac{m}{s}$	Apex Llave	1.90
Y_1	$10^{-2} 0.30 \frac{m}{s}$	Bata	2.30
Y_2	$10^{-2} 0.09 \frac{m}{s}$	Talon	0.80
D	$10^{-2} 1.50 \frac{m}{s}$	Vestido	0.90
h	0.000	Pata	1.00
d	0.50	F.B. Estático	
HR	4.30	Volcan	2.50
X_2	$10^{-2} 1.00 \frac{m}{s}$	Descalz	2.03
X_3	0.00	Cap. Port.	1.52
X_4	$10^{-2} 0.50 \frac{m}{s}$	CRB	0.25
X_5	$10^{-2} 0.80 \frac{m}{s}$	B4	0.30
X_6	1.00	F.B. Dinámico	
X_7	0.20	Volcan	2.90
X_8	$10^{-2} 0.30 \frac{m}{s}$	Descalz	1.64
X_9	0.00	Cap. Port.	1.63
X_{10}	0.63	CRB	0.29
X_{11}	0.00	B4	0.50
B	2.50	Se requiere protección geotécnica contra erosión en la parte del muro por quedar en el borde del talud	
HL	0.50		



1. ANALISIS ESTATICO

$K_{\text{a}} = 0.299$
 $K_{\text{b}} = 1.000$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$P_1 = 368 \text{ mm}$ $P_{\text{average}} = 144 \text{ mm}$

1.2 EMPILHE DE SOBRECARGA

$P_{\text{mean}} = 1.44$ 270

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$$Y_1: 1.33 \quad m \quad Y_{\text{potencia}}: 1.75 \quad m$$

9.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

M ₁ Pisos		W Concrete 2.4					
Figura	DIMENSIONES		AREA	MATERIAL	PESO	RAZO	Momento
	B (m)	H (m)	m ²	cm ³	kgm	m	kgm/m
1	2.30	0.50	1.15	2.4	2.76	1.15	3.17
2	0.00	0.30	0.00	2.4	0.00	1.00	0.00
3	0.50	0.70	0.35	2.4	0.96	2.05	0.74
4	0.20	2.90	0.58	2.4	0.84	1.13	0.95
5	0.30	3.50	1.05	2.4	2.52	1.35	3.40
6	0.00	3.50	0.00	2.4	0.00	1.50	0.00
7	1.00	1.00	1.00	2.0	2.00	0.50	1.00
8	0.00	1.00	0.00	2.0	0.00	1.00	0.00
9	0.00	3.00	0.00	2.0	0.00	1.50	0.00
10	0.60	3.50	2.10	2.0	6.00	1.90	10.84
11	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	1.90	0.00
12	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	2.03	0.00
Suma					14.1	subtotal	20.0
P ₁					0.00	2.30	0.00
P ₂					8.73		

No pending

P_{10}	3.66	1.333	4.68
P_{11}	0.13	0.17	0.02
P_{12}	1.92	1.75	2.40

Se considera la presencia de agua por debajo del firo incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.73	considerando P_{av} y reflexos pasivos
F.S. No =	2.73	considerando reflexos pasivos
F.S. No =	2.69	sin P_{av} y sin reflexos pasivos

Total

14.14 19.05

Nota: P_{pas} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corta:	C/B	0.00	Unit
Resist. Fricción:	$W \cdot 0.50$	5.07	Unit
Presión pasiva:	P_{pas}	8.75	Unit
Total		14.82	Unit

$C_{estabilidad} = 0.50'$

P_{act}	3.68	Unit
P_{pas}	0.13	Unit
$P_{pas-act}$	1.37	Unit

F.S. No:	2.87	considerando el empuje pasivo
F.S. No:	1.18	sin considerar el empuje pasivo
F.S. No:	2.03	considerando $K_p/F \cdot B = 2$

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Muro:	12.664	m	Medido desde el punto O
Centro:	0.50	m	
er:	0.25	m	
D/B:	0.58	m	OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{adm} = 11.20.0 \text{ t/m}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

q_{act}	13.12	t/m ²
q_{pas}	2.66	t/m ²

F.S. =	1.62
F.S. =	1.82

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes	m_0	K_1	K_2
C (t/m ³)	0.0							
ϕ	30	0.524		29.00	0.524			
β_1	0.0	0.000	γ (t/m ³)	2.00		0.187	0.003	
Angulo 45°	45	0.785	Altura (m)	3.50		90.000	1.571	
			Ancho muro (m)	2.30				

Combinación de ángulos	seno	seno ²	coseno	coseno ²
$\phi + \alpha + \beta$	0.268	0.074	0.947	0.893
ϕ	0.197	0.039	0.938	0.881
$\alpha - \phi - \beta$	1.282	0.653		0.304
$\phi + \beta$	0.829	0.737		
$\phi - \beta - \theta$	0.520	0.437		
$\beta + \alpha$	1.571	1.000		
α	1.571	1.000	1.000	0.000

$K_{ad} = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

F_{act} 1.13 t/m Fuerza sismica del peso propio

$P_{act} = 0.06 \text{ Unit}$

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 2.57 m Medido desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_0	19.05
M_1	18.91

Considerando refuerzo pasivo en P_{act} y en refuerzo pasivo que estabilizan

M_0

	W (t/m)	Brazo (m)	Momento (tm/m)
P_{act}	3.68	1.33	4.88
P_{pas}	0.00	2.67	0.18
P_{pas}	0.13	0.17	0.02
$P_{pas-act}$	0.00	1.75	0.00
$P_{pas-act}$	0.00	2.87	0.00
Total	4.68		5.08

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Peso	W (t/m)	Brazo (m)	Momento (tm/m)
1	0.48	1.15	0.58
2	0.00	1.00	0.00
3	0.06	2.05	0.13
4	0.15	1.13	0.17
5	0.44	1.35	0.60
6	0.00	1.50	0.00
7	0.35	0.50	0.18
8	0.01	1.02	0.01
9	0.00	1.50	0.00
10	0.98	1.90	0.00
11	0.00	1.90	0.00
12	0.00	2.03	0.00
Suma	2.47	subtotal	1.63
P_{pas}	0.00	2.30	0.00
P_{pas}	0.75		
Total	2.47		1.63

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\theta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinámico	2.98	considerando refuerzo pasivo
F.S. No. Dinámico	2.90	sin refuerzo pasivo

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C-B	0.00	um
Resist. Fricción:	W/(tan(φ))	6.07	um
Presión pasiva	P _{pas}	2.67	um
	Total	14.82	um

P _{pas}	3.68
P _{pas}	0.08
P _{pas}	0.13
P _{pas}	0.00
P _{pas}	0.00
Total	3.89

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

F_{emp}

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (tm)
1	0.48
2	0.00
3	0.00
4	0.15
5	0.44
6	0.00
7	0.35
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.49

Fuerza Inercial total

F.S. N°:	2.77	considerando el pasivo
F.S. N°:	1.14	sin considerar el pasivo
F.S. N°:	1.64	considerando K _a (F.S.=2)

Se considera pasivo solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{centr}	12.21	tm/m
X _{centr}	0.86	m
e	0.40	m
B	2.30	m
B/4	0.58	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

e < B	OK está dentro de la base
e > B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{base} = 20.0 \text{ t/m}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

$q_{pas} = 12.26 \text{ t/m}^2$
 $q_{pas} = 1.78 \text{ t/m}^2$

F.S.	1.63
F.S.	1.63

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ]$$

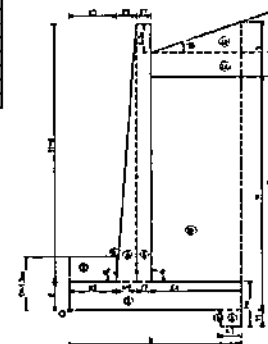
TABLA A 3.12-1
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Y	FACTOS β	LH	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	0	1.67	1	0	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	0	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0
III	1.30	0	1	1	0	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	0	1	1	0	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	0	0	0	0	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	0	1	1	0	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	0	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	0	0	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

	L	D	E	FO
Hipotesis(1)=	2.17	1.36	1.09	0.54
Hipotesis(2)=	0.92	1.00	1.00	1.03

Y Factor de carga
 β Coeficiente de carga
 D Carga muerta
 L Carga viva
 E Impacto
 CF Fuerza de viento
 E Empuje de tierras
 B Flotación
 SF Presión por flujo de la corriente
 W Viento
 WL Viento sobre superficie viva
 LF R+S+T Acostamiento-Reducción-Tiempo
 EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-0)	3.50 m
Zarpe delantera	(X1)	1.00 m
Zarpe trasera	(X2)	0.80 m
Altura de la zarpe	d	0.50 m
Base muro	(B)	2.30 m
Ancho superior vallado	(C1)	0.30 m
Vallado inferior	(X3+X4+X5)	0.50 m
Altura del dante	(Y1)	0.30 m

DATOS DE DISEÑO

f_{cd} = 23.1 Mpa
 f_{yd} = 420 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R_{st} = 0.040 m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_{st} = 35.90 kN/m
 Etotol = 49.95 kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P_{sobrecarga} = 14.07 kN/m

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P_{ad} = 0.59 kN/m
 Etotol = 50.55 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vmax	49.95 kN/m
Vu	54.44 kN/m
vu	108.67 kN/m
qVc	574.16 kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vmax	50.55 kN/m
Vu	50.55 kN/m
vu	101.10 kN/m
qVc	574.16 kN/m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mmax	72.48 kN.m
Mu	122.49 kN.m
b	1 m
h	0.50 m
d'	0.050 m
d	0.45 m
f _{cd}	211 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
ρ Diseño	0.0018
ρ Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	3
Cent	5
S	0.20 m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Mmax	64.79 kN.m
Mu	64.79 kN.m
b	1 m
h	0.50 m
d'	0.050 m
d	0.45 m
f _{cd}	211 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
ρ Diseño	0.0009
ρ Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	3
Cent	5
S	0.20 m

ARMADURA CARA EXPUESTA

ρ Mínima = 0.0018
 As = 8.00 cm²
 As mín = 2.6 cm²
 As diseño = 4.50 cm²
 Barra No = 4
 Cent = 4
 S = 0.25 m
 1 No 4 c/D 25 m

CADA CARA

ρ Máxima = 0.0181437

ρ Diseño = 0.0018
 As = 8.10 cm²
 Barra No = 3
 Cent = 5
 S = 0.20 m
 1 No 3 c/D 2 m

ρ Diseño = 0.0009
 ρ Mínima = 0.0018
 As = 8.10 cm²
 Barra No = 3
 Cent = 5
 S = 0.20 m
 1 No 3 c/D 2 m

	CASO 1	CASO 2	Vallado	d	vu	As mín	As máximo	Barra No	Separación	separación A	separación B
V(m)	Vu(KN)	Mu (Kv.M)	Vu(KN)	Mu (Kv.M)	(m)	(m)	kN/m	cm ² /m	cm ² /m	m	m
1.75	25.97	21.07	15.27	10.79	0.420	0.350	73.05	OK	5.30	1.75	0.25
2.19	36.70	38.70	21.94	19.97	0.475	0.375	97.86	OK	6.75	2.75	0.25
2.63	49.72	59.92	29.75	39.36	0.450	0.470	124.31	OK	7.20	4.01	0.25
3.50	81.47	122.49	48.79	64.79	0.500	0.450	181.03	OK	8.10	7.34	0.20

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

omax = 100.18 kN/m²
 omin = 20.29 kN/m²
 o a-b = 85.45 kN/m²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vu	70.81 kN/m
Vu	110.65 kN/m
vu	239.35 kN/m
qVc	574.16 kN/m

ARMADURA DE RETRACCION

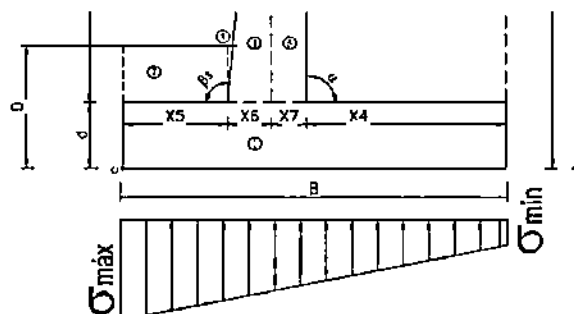
ρ Mínima = 0.0018
 As = 8.10 cm²
 As mín = 2.6 cm²
 As diseño = 4.65 cm²
 Barra No = 4
 Cent = 4
 S = 0.25 m
 1 No 4 c/D 25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mmax	58.30 kN.m
Mu	64.73 kN.m
b	1 m
h	0.50 m
d'	0.050 m
d	0.45 m
f _{cd}	211 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
ρ Diseño	0.0008
ρ Mínima	0.0018
As	8.10 cm ²
Barra No	3
Cent	5
S	0.20 m

1 No 3 c/D 2 m



3.5 VOLADIZO DEL TALON

omax	100.18	kN/m ²
omn	20.29	kN/m ²
o c-e	49.08	kN/m ²

CORTANTE

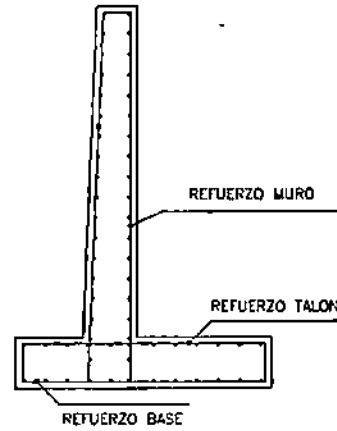
HIPOTESIS DE CARGA 1			(-) Hacia Abajo
V _e	-48.73	kN/m	
V _u	-78.88	kN/m	
w	157.85	kN/m ²	
q _{Vc}	574.18	kN/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Minima	0.0018
As	8.10 cm ²
As mn	2.6 cm ²
As diseño	4.05 cm ²
Barra No	4
Cont	4
S	0.25 m
Refuerzo: 1 No 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
M _u	20.17	Kn.m
M _u	34.10	kN-m
b	1	m
h	0.50	m
d	0.050	m
d	0.45	→ 0.10
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
ρ Diseño	0.0004	
ρ Minima	0.0018	
As	8.10	cm ²
Barra No	5	
Cont	5	
S	0.20	m
Refuerzo: 1 No 5 c/0.2 m		



3.6 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1			(-) Hacia Abajo
V-e	8.75	kN/m	
V-u	14.78	kN/m	
v-u	183.87	kN/m²	
v-c	574.18	kN/m²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Minima	0.0018
As	7.74 cm ²
As mn	2.6 cm ²
As diseño	3.87 cm ²
Barra No	4
Cont	4
S	0.25 m
Refuerzo: 1 No 4 c/0.25 m	

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1		
Mu b	4.60	Kn.m
Mu	7.92	Kn.m
b	1	m
h	0.50	m
d	0.070	m
d	0.43	m
Fc	211	kg/cm2
Fy	4200	kg/cm2
p Diseño	0.0001	
p Minima	0.0018	
As	7.74	cm2
Barra No	4	
Cont	7	
S	0.14	m
Refuerzo = 1 No 4 c/0.14 m		

MURO H_{LIBRE} = 4.5 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

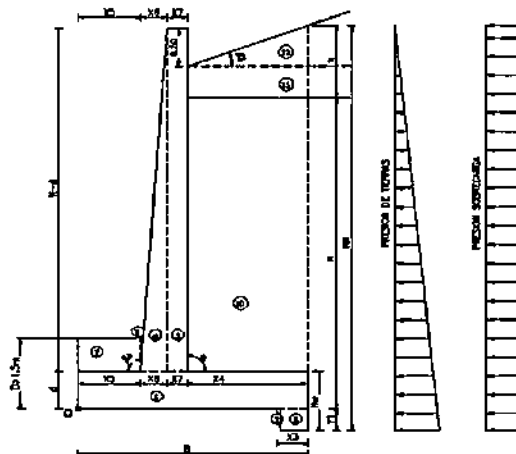
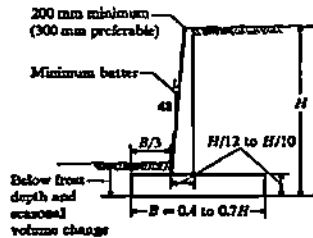
Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes
C (km ²)	0.0000		0.524	0.55	0.305
α	30.00°		0.524	0.55	0.305
β ₁ (km ²)	0.0000		0.524	0.55	0.305
β ₂ (km ²)	0.0000		0.524	0.55	0.305
Ángulo αβ	45		0.524	0.55	0.305
γ (t/m ³)	1.80		0.524	0.55	0.305
Ángulo βγ	3.142		0.524	0.55	0.305
Combinación ángulos	seno	seno	tan		
α + β	2.054	0.8900	0.7500		
α - β	1.265	0.9537			
β + γ	0.879	0.7373			
β - γ	0.524	0.5600			
α + β ₁	1.571	1.0000			
α	1.571	1.0000			
180 - α	1.571		0.000		
180 - β ₁	1.622		20.449		
α - β	1.047	0.8900	0.7500		
α + β	1.678	0.9537			
β + γ	0.879	0.8900			
α + β ₁	1.571	1.0000			

FACTORES DE SEGURIDAD	
ESTÁTICOS	DINÁMICOS
Volcam.	2.34
Desliz.	1.82
Cap. Port.	1.34
α-βγ	0.31
B/S B/S	0.42
	0.63

Estructura de pavimento:	
H _{asf}	0.00 m
H _{car}	2.25 m
H _{car}	1.20 m
H _{car}	0.6 m

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO	
L (Sección)	H ₀ (m)	Volumen (m ³ /m)	
H	4.50	4.00	
Y ₁	0.40	2.80	
Y ₂	0.00	0.80	
D	1.50	0.80	
H	0.00	1.20	
d	0.50	0.80	
H/R	4.50	2.34	
X ₁	1.20	1.82	
X ₂	0.00	1.34	
X ₃	0.50	0.31	
X ₄	0.00	0.42	
X ₅	1.20	0.63	
X ₆	0.20	2.89	
X ₇	0.30	1.89	
X ₈	0.00	1.43	
X ₉	0.80	0.38	
X ₁₀	0.05	0.63	
B	2.50		
H _{asf}	0.50		



3.5
1.4
2.45

1. ANALISIS ESTÁTICO

K₁ = 0.299
K₂ = 3.000

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

P₁ = 4.78 t/m P_{sobercarga} = 1.61 t/m

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

Y₁ = 1.50 m Y_{sobercarga} = 2.00 m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

M _{res}		W Concreto		2.4	
Figura	DIMENSIONES	AREA	MATERIAL	PESO	BRAZO
	B (m)	H (m)	m ²	t/m ³	m
1	2.50	0.50	1.25	2.4	3.00
2	0.00	0.40	0.00	2.4	0.00
3	0.50	0.40	0.20	2.4	0.48
4	0.20	4.00	0.80	2.4	0.90
5	0.30	4.00	1.20	2.4	2.88
6	0.00	4.00	0.00	2.4	0.00
7	1.20	1.00	1.20	2.4	2.40
8	0.05	1.00	0.05	2.4	0.05
9	0.00	4.00	0.00	2.4	0.00
10	0.80	4.00	3.20	2.4	8.40
11	0.80	0.00	0.00	2.4	0.00
12	0.80	0.00	0.00	2.4	0.00
Suma				18.2	25.9
P _{asf}				0.00	2.50
P _{asf}				0.75	0.00

M₀ pasiva

P ₁	4.78	1.500	7.18
P ₂	0.13	0.17	0.02
P _{asf}	1.54	2.00	3.08

Se considera la presencia de agua por debajo del tiro incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.48	considerando P ₁ y rellenos pasivos
F.S. No =	2.48	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.34	sin P ₁ y sin rellenos pasivos

Total

15.17 + 25.51

Nota: P_{pas} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C/B	0.00	tn/m
Resist. Fricción:	WFO.50	0.89	tn/m
Presión pasiva:	P_{pas}	0.75	tn/m
	Total	16.63	tn/m

$C_{resistencia} = 0.50'$

P_{act}	4.75	tn/m
P_{pas}	0.13	tn/m
$P_{pasiva} =$	1.54	tn/m

F.S. No:	2.58	considerando el empuje pasivo
F.S. No:	1.07	sin considerar el empuje pasivo
F.S. No:	1.62	considerando $K_p/(F.S.=2)$

1.5 LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Medios:	15.238	tn/m
X centr.:	0.94	m
W:	0.31	m
B/B:	0.42	m

Medidos desde el punto O
OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$Q_{adm} = 11.20 \text{ t/m}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

q_{act}	14.81	tn/m ²	F.S. =	1.34
q_{pas}	2.24	tn/m ²	F.S. =	1.34

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO	radianes	RELLENO	Radianes	MURO	Radianes	a_s	K_1	K_2
C (tn/m ²)	0.0							
ϕ	30	0.524		30.00	0.524			
P_L	0.0	0.000	tn/m ²	2.00				
Angulo 45°	45	0.785	Altura (m)	4.00			0.175	0.1225
			Ancho muro (m)	2.50				

Combinación de ángulos	seno	seno ²	Coseno	Coseno ²
$\phi + \alpha + \beta$	0.084	0.007	0.993	0.986
ϕ	0.197	0.039	0.981	0.962
$\alpha - \beta$	1.282	0.953	0.304	0.092
$\phi + \delta$	0.829	0.687		
$\delta - \beta$	0.520	0.270		
$\delta + \alpha$	1.571	1.000	0.000	0.000
α	1.571	1.000	0.000	0.000

$K_{ps} = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

Fcpea 1.25 tm Fuerza sismica del peso propio

$P_{din} = 0.06 \text{ tm}$

Lugar de aplicación de la carga dinámica:

3.00 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_1	25.51
M_2	24.01

Considerando rellenos pasivos
sin P_{act} y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_s

	W (tn/m)	Brazo (m)	Momento (tm/m)
P_{pasiva}	4.75	1.50	7.15
P_{activa}	0.05	3.00	0.23
P_s	0.13	0.17	0.02
$P_{estructura}$	0.00	2.00	0.00
P_{pasiva}	0.00	3.27	0.00
Total			7.43

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico
por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

Momentos Inerciales

Pesos	W (tn/m)	Brazo (m)	Momento (tm/m)
1	0.53	1.25	0.68
2	0.00	1.20	0.00
3	0.08	2.25	0.19
4	0.17	1.32	0.22
5	0.50	1.55	0.78
6	0.00	1.70	0.00
7	0.42	0.90	0.25
8	0.01	1.22	0.01
9	0.00	1.20	0.00
10	1.12	2.10	0.00
11	0.00	2.10	0.00
12	0.00	2.23	0.00
Suma	2.83	subtotal	2.11
P_{pas}	0.00	2.50	0.00
P_{ps}	5.75		
Total	2.83		2.11

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\delta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinam	2.67	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Ufiam	2.59	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C-B	0.00	tn/m
Resist. Fricción:	W/(tan(φ))	6.89	tn/m
Presión pasiva	P _{pas}	3.67	tn/m
	Total	10.83	tn/m

P _{act}	4.78
P _{act} (m)	0.06
P _{act}	0.13
P _{act} (m)	0.00
P _{act} (m)	0.00
Total	4.99

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (tn/m)
1	0.53
2	0.00
3	0.08
4	0.17
5	0.50
6	0.00
7	0.42
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.71

Fuerza inercial total

P_{pas}

F.S. Ns:	2.48	considerando el peso
F.S. Ns:	1.03	en considerar el peso
F.S. Ns:	1.58	considerando K _a (F.S. < 2)

Se considera peso solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{act}	14.47	tn/m
X centr.	0.69	m
e	0.36	m
B	2.50	m
B/4	0.63	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

e < B	OK está dentro de la base
e > B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q _{act}	0.0	tn/m²
q _{pas}	20.0	tn/m²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{act}	13.97	tn/m²
q _{pas}	1.11	tn/m²

F.S. =	0.00
F.S. =	1.43

3.5 VOLADIZO DEL TALÓN

omax 110.18 kN/m²
omín 16.58 kN/m²
o c-a 46.54 kN/m²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{o-e} -56.57 kN/m
V_u -65.77 kN/m
w_u 181.55 kN/m²
q_{o-e} 574.16 kN/m²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

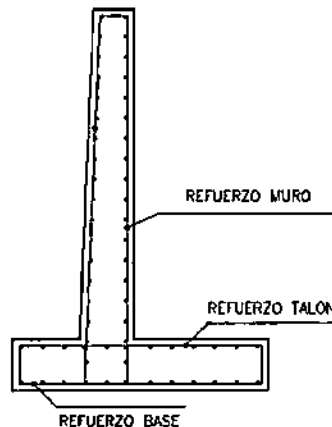
p Mínima 0.0018
A_s 8.10 cm²
A_s mín 2.5 cm²
A_s diseño 4.05 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m
Refuerzo 1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M_{o-e} 24.27 kN.m
M_u 41.01 kN.m
b 1 m
h 0.50 m
d' 0.050 m
d 0.45 m > 0.11
f_c 211 kg/cm²
f_y 4200 kg/cm²

p Diseño 0.0005
p Mínima 0.0018
A_s 6.10 cm²
Barra No 5
Cant 5
S 0.20 m
Refuerzo 1 No 5 c/0.2 m



3.5 OIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{o-e} 9.75 kN/m
V_u 16.47 kN/m
w_u 222.73 kN/m²
q_{o-e} 574.16 kN/m²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p Mínima 0.0018
A_s 7.74 cm²
A_s mín 2.8 cm²
A_s diseño 3.97 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m
Refuerzo 1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

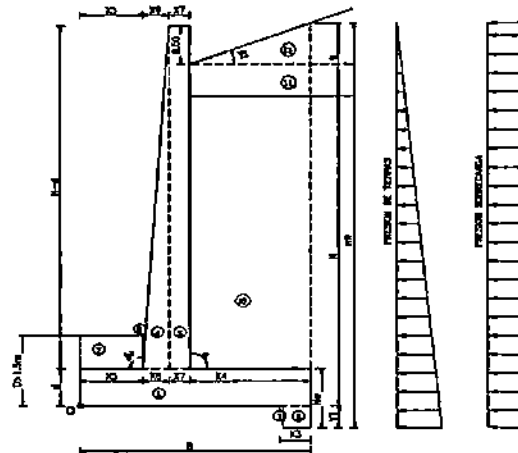
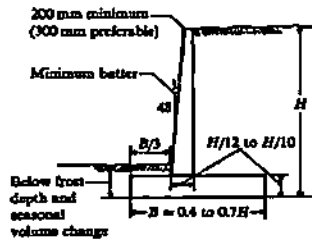
M_{o-e} 5.68 kN.m
M_u 0.93 kN.m
b 1 m
h 0.50 m
d' 0.070 m
d 0.43 m > 0.05
f_c 211 kg/cm²
f_y 4200 kg/cm²

p Diseño 0.0001
p Mínima 0.0018
A_s 7.74 cm²
Barra No 4
Cant 7
S 0.14 m
Refuerzo 1 No 4 c/0.14 m

MURO H_{LIBRE} = 5.0 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado
RELLENO SELECCIONADO

SUELO	radiantes	RELLENO	radiantes	MURO	radiantes
G (km ²)	0.000		0.000	0.000	0.000
H	0.000		0.000	0.000	0.000
P ₁	0.000		0.000	0.000	0.000
P ₂	0.000		0.000	0.000	0.000
Ángulo 45°	45	Ángulo retroceso (°)	45	Ángulo retroceso (°)	45
Ángulo 135°	135	Ángulo retroceso (°)	135	Ángulo retroceso (°)	135
Comb. ángulos	seno	seno	tan	FACTORES DE SEGURIDAD	
α + β	2.094	0.660	0.7500	ESTÁTICOS	DINÁMICOS
α - β	1.265	0.937		Volcan.	2.35
β + γ	0.629	0.7373		Desliz.	1.68
β - γ	0.524	0.5000		Cap. Port.	1.40
α + β	1.571	1.0000		Volcan.	0.31
α	1.571	1.0000	1.0000	B/S B/H	0.48
135 - α	1.571		0.000		
135 - β	1.525		22.022		
α - β	1.047	0.660	0.7500		
α + β	1.678	0.937			
β + γ	0.524	0.5000			
α + β	1.571	1.0000			



1. ANALISIS ESTÁTICO

$K_a = 0.299$
 $K_p = 3.000$

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

$P_a = 6.06$ tm

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{sobrecarga} = 1.79$ tm

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro:

$Y_a = 1.67$ m $Y_{sobrecarga} = 2.25$ m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Figura	DIMENSIONES	W Concreto	MATERIAL	PESO	BRAZO	Momento
	B (m)	H (m)	m ²	tm	m	tm/m
1	2.90	0.50	1.45	2.4	1.45	3.05
2	0.00	0.50	0.00	2.4	0.00	0.00
3	0.50	0.50	0.25	2.4	0.50	1.50
4	0.50	4.50	0.45	2.4	1.05	1.87
5	0.50	4.50	1.35	2.4	3.24	6.32
6	0.00	4.50	0.00	2.4	0.00	0.00
7	1.50	1.00	1.80	2.0	3.20	2.56
8	0.04	1.00	0.02	2.0	0.04	0.07
9	0.00	4.50	0.00	2.0	0.00	0.00
10	0.50	4.50	3.50	2.0	7.20	18.00
11	0.50	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	2.0	0.00	0.00
Suma				18.6	subtotal	35.5
P _a				0.00	2.90	0.00
P _m				10.80		

Móviles

P _a	6.06	1.97	10.09
P _m	0.13	0.17	0.02
P _{sobrecarga}	1.71	2.25	3.65

Se considera la presencia de agua por debajo del muro
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.64	considerando P _a y refuerzo pasivos
F.S. No =	2.64	considerando refuerzo pasivos
F.S. No =	2.35	en P _a y sin refuerzo pasivos

3.5
1.4
2.45

Total 18.84 35.40

Nota: P_{ps} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C _u	0.00	tn/m
Resist. Fricción:	$W \cdot \mu$	17.82	tn/m
Presión pasiva:	P_{ps}	10.80	tn/m
	Total	18.82	tn/m

$C_{empuje} = 0.50$

P_{ps}	5.08	tn/m
P_{ps}	0.13	tn/m
$P_{ps} \cdot C_{empuje}$	1.71	tn/m

F.S. No:	2.38	considerando el empuje pasivo
F.S. No:	0.98	sin considerar el empuje pasivo
F.S. No:	1.68	considerando $K_a/K_p = 2$

1.5 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Área:	21.495	m ²
X centro:	1.14	m
Y:	0.31	m
Y ₀ :	0.48	m

Medidos desde el punto O
OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{adm} = 200 \text{ t/m}^2$

Presiones aplicadas al suelo:

q_{adm}	13.55	tn/m ²
q_{adm}	2.97	tn/m ²
F.S. =	1.48	
F.S. =	1.48	

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO		radiantes	RELLENO		radiantes	MURO		radiantes	K_a	K_p
C (t/m ²)	0.0									
ϕ	30	0.524	ϕ	30.00	0.524	II	17.50	0.305		
β_1	0.0	0.000	γ (t/m ³)	2.00		II	0.197	0.003	0.175	0.1225
Ángulo α	45	0.785	Altura (m)	4.50		II	0.000	1.521		
			Ancho muro (m)	2.00						

Combinación de ángulos	seno	Seno ²	Coseno	Coseno ²
$\alpha + \beta + \theta$	2.068	0.864	0.747	0.263
θ	0.197	0.196	0.981	0.963
$\alpha - \beta - \theta$	1.262	0.953	0.304	0.092
$\alpha + \theta$	0.629	0.737		
$\theta - \beta - \theta$	0.520	0.497		
$\theta + \alpha$	1.571	1.000	0.000	0.000
α	1.571	1.000	0.000	0.000

$K_{a0} = 0.305$

2.1 EMPUJE DINAMICO

$F_{ps} = 1.47 \text{ t/m}$ Fuerza sísmica del peso propio

$P_{ps} = 0.10 \text{ t/m}$

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 3.33 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_0	35.45
M_1	32.63

Considerando rellenos pasivos
sin P_{ps} y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_0

	W (tn)	Brzo (m)	Momento (tn.m)
P_{ps}	5.08	1.67	10.09
P_{ps}	0.10	3.33	0.33
P_{ps}	0.13	0.17	0.02
P_{ps}	0.00	2.25	0.00
P_{ps}	0.00	3.67	0.00
Total	7.75		10.44

Momentos Inerciales

Pesos	W (tn)	Brzo (m)	Momento (tn.m)
1	0.81	1.45	0.88
2	0.00	1.60	0.00
3	0.11	2.85	0.28
4	0.19	1.73	0.33
5	0.57	1.95	1.11
6	0.00	2.10	0.00
7	0.56	0.60	0.45
8	0.81	1.81	0.01
9	0.00	2.10	0.00
10	1.20	2.50	0.09
11	0.00	2.50	0.00
12	0.00	2.63	0.00
Suma	3.30	subtotal	3.06
P_{ps}	0.00	2.60	0.00
P_{ps}	0.75		
Total	3.30		3.06

No se considera fricción entre el muro y el suelo en el análisis dinámico
por diferencia en el periodo de vibración entre el muro y el suelo

No se considera carga viva para el caso dinámico; solo se considera estructura de pavimento

No se considera empuje activo vertical por cuanto $I=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinam	2.63	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinam	2.62	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C* σ	0.00	tm
Resist. Fricción:	V/(tan ϕ)	7.82	tm
Presión pasiva	P _{ps}	4.73	tm
	Total	18.62	tm

P _{pas}	6.06
P _{pas}	0.10
P _{pas}	0.13
P _{pas}	0.00
P _{pas}	0.00
Total	6.28

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (tm)
1	0.61
2	0.00
3	0.11
4	0.19
5	0.57
6	0.00
7	0.56
8	0.61
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	2.04

Fuerza Inercial total

F_{in}

F.S. N°:	2.24	considerando el pasivo
F.S. N°:	0.94	en considerar el pasivo
F.S. N°:	1.51	considerando K _a /(F.S. = 2)

Se considera pasivo solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M _{res}	19.33	tm/m
X _{centr.}	1.03	m
a	0.42	m
b	2.90	m
B/4	0.73	m

Medidos desde el punto O

OK está dentro de la base

a < B	OK está dentro de la base
a > B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

q _{ult. suelo}	0.0	tm/m ²
q _{ult. suelo}	20.0	tm/m ²

Presiones aplicadas al suelo:

q _{act.}	14.28	tm/m ²
q _{pas.}	0.93	tm/m ²

F.S.	1.40
F.S.	1.40

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupa(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ]$$

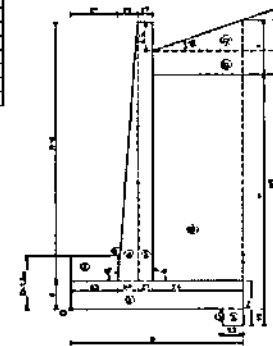
Tabla A 3.12-1
Tabla de coeficientes

GRUPO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Y	FACTOR B	D	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	Ba	1.67	1	Fr	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	Ba	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	Ba	0	1	Fr	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	Ba	0	0	Fr	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	Ba	1	1	Fr	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	Ba	1	1	Fr	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	Ba	0	0	Fr	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	Ba	1	1	Fr	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	Ba	0	0	Fr	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	Ba	1	1	Fr	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	Ba	0	0	Fr	1	1	0	0	0	0	0
X	1.30	Ba	1	1.67	0	Fr	0	0	0	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGA

	L	D	E	EQ
Hipotesis 1	2.17	1.38	1.00	0.00
Hipotesis 2	0.00	1.00	1.00	1.00

Y Factor de carga
B Coeficiente de carga
D Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierras
B Retención
SF Presión por frot de la cometa
W Viento
WL Viento sobre carga viva
LF Viento lateral
R+S+T Acostamiento-Repavos-Temp
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro (H-d) 4.50 m
Zarpa delantera (X1) 1.00 m
Zarpa trasera (X2) 0.80 m
Altura de la zarpa d 0.50 m
Base muro (B) 2.80 m
Ancho superior volado (X7) 0.30 m
Volado inferior (X8+X7+X5) 0.90 m
Altura del diente (Y1) 0.50 m

DATOS DE DISEÑO

f_{cd} 21.1 Mpa
f_{yd} 420.0 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R_s 10.00 m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_{te} 59.34 kN/m
E_{total} 79.92 kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

P_{te sobrecarga} 17.50 kN/m
E_{total} 77.89 kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P_{te ad} 0.87 kN/m
E_{total} 77.89 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{max} 79.92 kN/m
V_u 130.00 kN/m
V_u 200.00 kN/m
V_u 574.18 kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

V_{max} 77.89 kN/m
V_u 77.89 kN/m
V_u 155.79 kN/m
V_u 574.18 kN/m

ARMADURA CARA EXPUESTA

p Mínima 0.0018
As 8.00 cm²
As mín 2.6 cm²
As diseño 4.50 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m
1 No 4 c/0.25 m

CADA CARA

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M_{max} 133.46 kN.m
M_u 234.00 kN.m
b 1 m
h 0.50 m
d 0.050 m
d 0.45 m
f_{cd} 21.1 kg/cm²
f_y 4200 kg/cm²
p Diseño 0.0032
p Mínima 0.0018
As 14.29 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.16 m
1 No 4 c/0.16 m

HIPOTESIS DE CARGA 2

M_{max} 127.53 kN.m
M_u 127.53 kN.m
b 1 m
h 0.50 m
d 0.050 m
d 0.45 m
f_{cd} 21.1 kg/cm²
f_y 4200 kg/cm²
p Diseño 0.0017
p Mínima 0.0018
As 8.10 cm²
Barra No 4
Cant 3
S 0.33 m
1 No 6 c/0.33 m

	CASO 1	CASO 2	Volado	d	vu	Alarma	Alarma	Barra No	Separación	separación A	separación B
γ(m)	V _u (KN)	M _u (KNCM)	V _u (KN)	M _u (KNCM)	(m)	(m)	cm ² /ml	cm ² /ml	m		
2.25	39.44	41.37	22.89	20.39	0.400	0.350	109.63	OK	8.30	3.10	0.33
2.81	55.59	70.84	33.45	36.38	0.425	0.375	149.03	OK	8.75	5.09	0.33
3.38	70.47	111.72	45.79	58.81	0.450	0.400	181.17	OK	7.20	7.58	0.33
4.50	127.03	234.00	79.13	127.53	0.500	0.450	282.28	OK	8.10	14.29	0.16

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σ_{max} 101.44 kN/m²
σ_{min} 22.83 kN/m²
σ_{pb} 59.47 kN/m²

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{max} 111.92 kN/m
V_u 189.15 kN/m
V_u 378.28 kN/m²
V_u 574.18 kN/m²

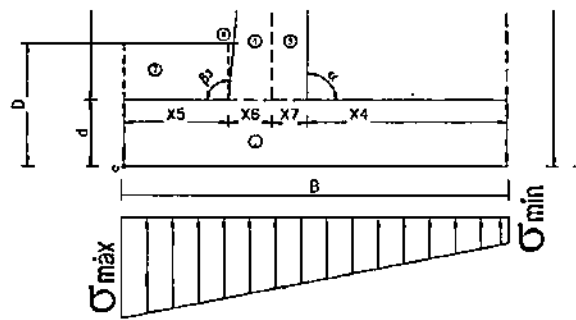
ARMADURA DE RETRACCION

p Mínima 0.0018
As 8.10 cm²
As mín 4.16 cm²
As diseño 4.05 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.25 m
1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M_{max} 99.13 kN.m
M_u 167.53 kN.m
b 1 m
h 0.50 m
d 0.050 m
d 0.45 m
f_{cd} 21.1 kg/cm²
f_y 4200 kg/cm²
p Diseño 0.0022
p Mínima 0.0018
As 10.12 cm²
Barra No 4
Cant 4
S 0.16 m
1 No 5 c/0.16 m



3.5 VOLADIZO DEL TALON

o _{max}	104.44	kN/m ²
o _{min}	22.83	kN/m ²
o _{c-e}	45.41	kN/m ²

CORTANTE
HIPOTESIS DE CARGA 1

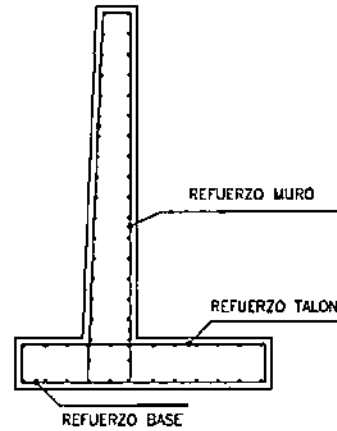
V _{o-e}	-62.43	kN/m	(-) Hacia Abajo
V _u	-105.50	kN/m	
w _u	211.00	kN/m ²	
w _c	574.16	kN/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p _{Maxima}	0.0018
As	8.10 cm ²
As _{min}	2.6 cm ²
As _{diseño}	4.05 cm ²
Barra No	2
Cant	4
S	0.25 m
Refuerzo: 1 No.4 c/0.25 m	

FLEXION
HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{o-e}	28.17	Kn.m
M _u	44.23	kN-m
b	1 m	
h	0.50 m	
d'	0.050 m	
d	0.45 m	> 0.11
f _c	211 kg/cm ²	
f _y	4200 kg/cm ²	
p _{Diseño}	0.0008	
p _{Minima}	0.0018	
As	8.10 cm ²	
Barra No	2	
Cant	5	
S	0.20 m	
Refuerzo: 1 No.5 c/0.2 m		


3.6 DIENTE
CORTANTE
HIPOTESIS DE CARGA 1

V _{o-e}	10.60	kN/m	(-) Hacia Abajo
V _u	18.25	kN/m	
w _u	243.35	kN/m ²	
w _c	574.16	kN/m ²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

p _{Minima}	0.0018
As	7.74 cm ²
As _{min}	2.6 cm ²
As _{diseño}	3.87 cm ²
Barra No	2
Cant	8
S	0.18 m
Refuerzo: 1 No.3 c/0.18 m	

FLEXION
HIPOTESIS DE CARGA 1

M _{o-e}	7.24	kN.m
M _u	12.23	kN.m
b	1 m	
h	0.50 m	
d'	0.070 m	
d	0.43 m	> 0.06
f _c	211	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²