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. Victor Andrés Gutiérrez Pineda - Supervisor - ANI*
Archivo

Carrera 4 No. 69- 42, PBX: 2497675, FAX: 2127285, Bogotá D.C.
Calle 7A # 5E-17 Barrio Popular. Tel. 5893828 San José de Cúcuta
interventorianortesantander@gmail.com

Agencia Nacional de Infraestructura

CONCESIONARIA San Simón S.A.

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.

ANI Agencia Nacional de Infraestructura

CONCESIONARIA San Simón S.A.

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.

0001

ANI Agencia Nacional de Infraestructura

CONCESIONARIA San Simón S.A.

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

TNM TECHNOLOGY AND MANAGEMENT LTD.

0002

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. CARACTERISTICAS 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

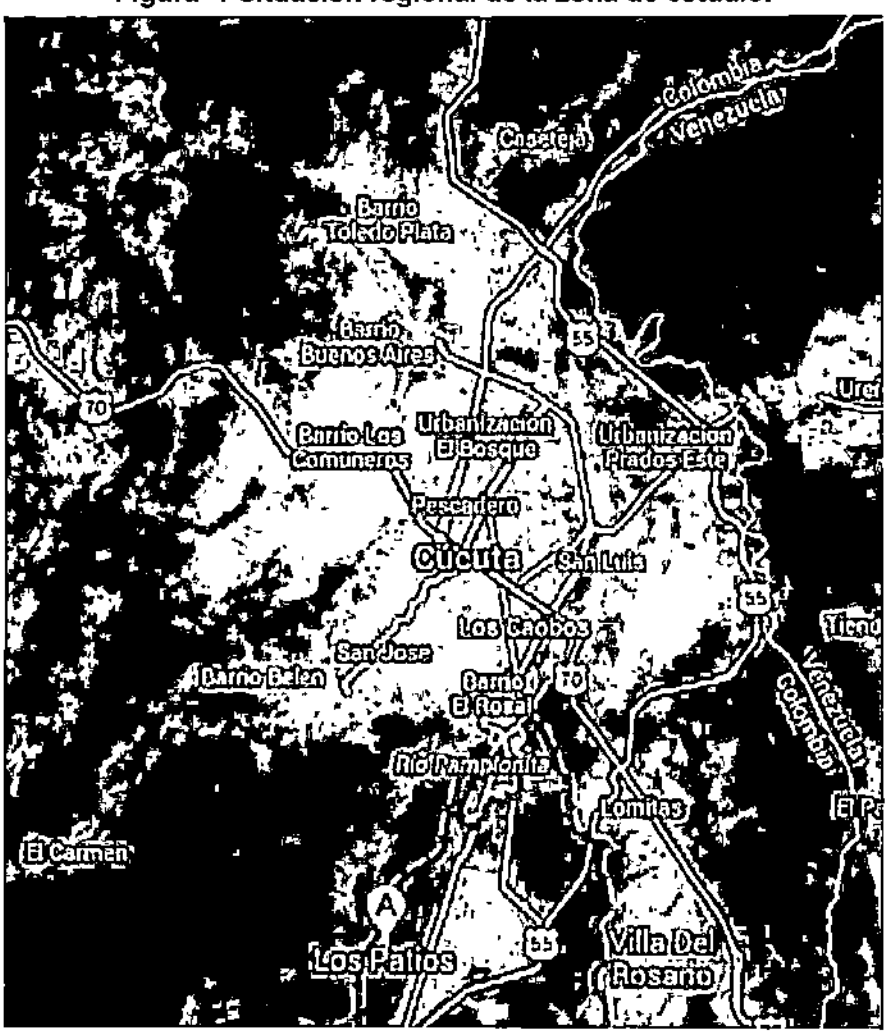
Tabla 1 Coeficientes de seguridad según la NSR-10 8
Tabla 2 Sondeos 10
Tabla 3 Resumen ensayos de laboratorio 11
Tabla 4 Leyenda estratigráfica 13
Tabla 5 Valores orientativos de N_{SPT}, q_u y E 16
Tabla 6 Clasificación de los perfiles del suelo 19
Tabla 7 Valores del coeficiente Fa. 20
Tabla 8 Valores 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 seudoestáticos.
- 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. CARACTERISTICAS DEL TERRENO

6.1. GENERAL

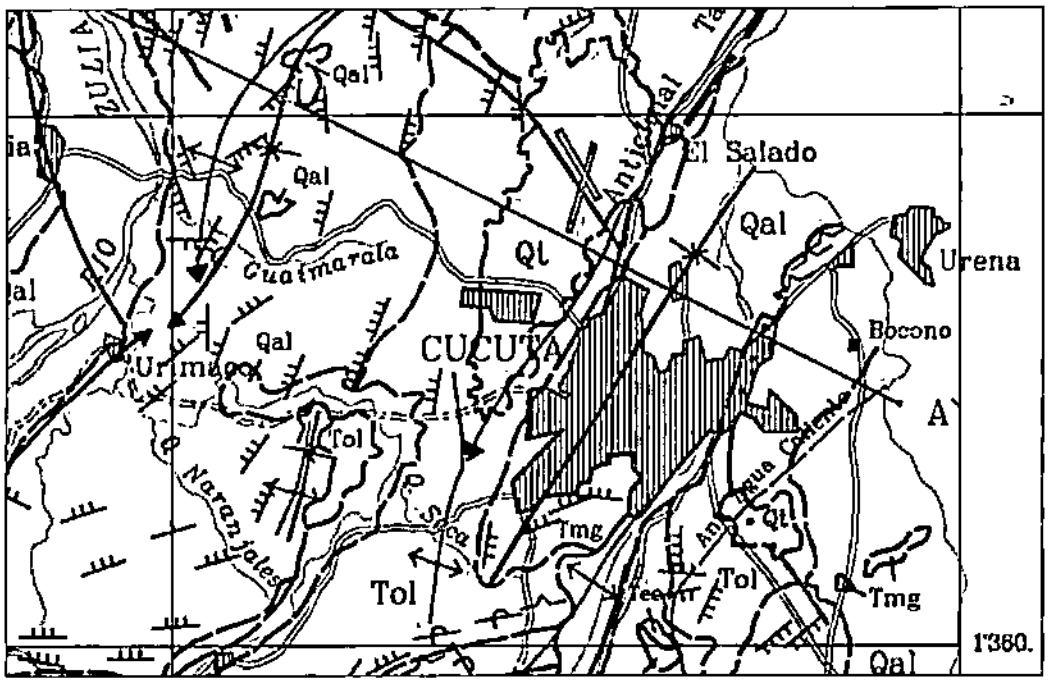
En la región de Cúcuta afloran rocas del Cenozoico originadas en un complejo deltaico. Se trata de las formaciones Mirador, Carbonera, León y Grupo Guayabo. Este último se divide en dos conjuntos litológicos. Uno arcilloso y otro arenoso. Este depósito se originó contemporáneamente con el emplazamiento 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.

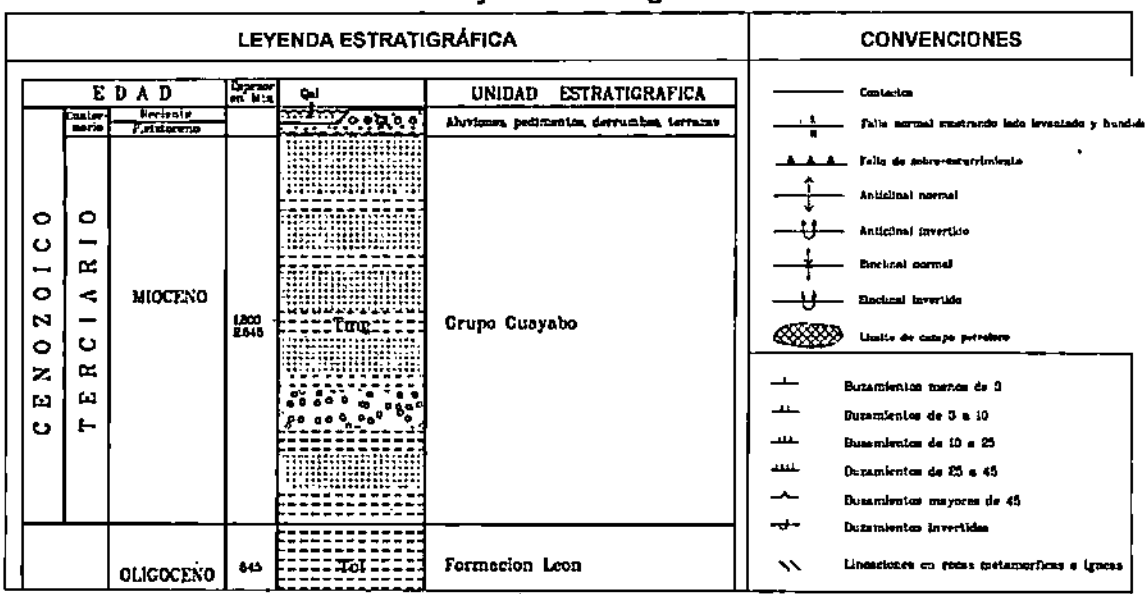
En las siguientes imágenes se reproduce parcialmente el mapa geológico a escala 1:200000 y su Leyenda estratigráfica publicado por INGEOMINAS, en el que se observan las condiciones geológicas generales del entorno de la localidad

Figura 2 Planta geológica Cúcuta



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

Tabla 4 Leyenda estratigráfica



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 de la arcilla es moderadamente firme, con resultados del ensayo SPT que oscilan entre N30=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 N30=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 Tn/m^3
- Módulo de elasticidad: 85 kg/cm^2

Condiciones de resistencia a Corto Plazo:

- Cohesión (Cu): 0,4 kg/cm^2
- Ángulo de fricción: 0°

Condiciones de resistencia a Largo Plazo:

- Cohesión (C'): 0,25 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 Tn/m^3
- Módulo de elasticidad: 400 kg/cm^2

Condiciones de resistencia a Largo Plazo:

- Cohesión (C'): 0,0 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: CTE[1].

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

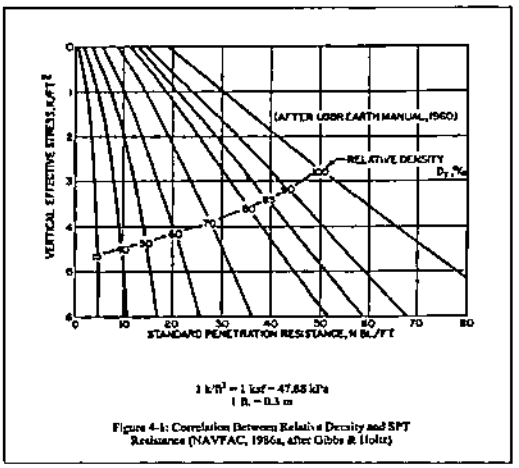


Figure 4-1: Correlation Between Relative Density and SPT Resistance (NAVFAC, 1986a, after Gibbs & Holtz)

FUENTE: Geothecnical 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

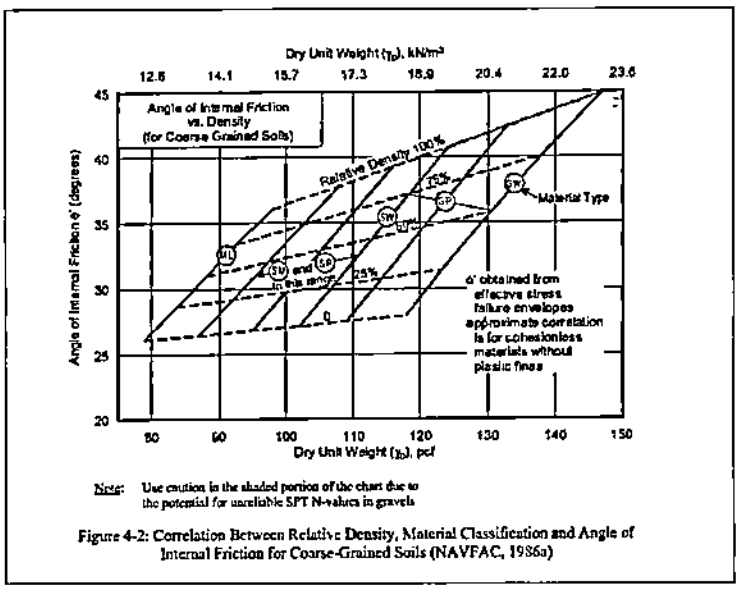


Figure 4-2: Correlation Between Relative Density, Material Classification and Angle of Internal Friction for Coarse-Grained Soils (NAVFAC, 1986a)

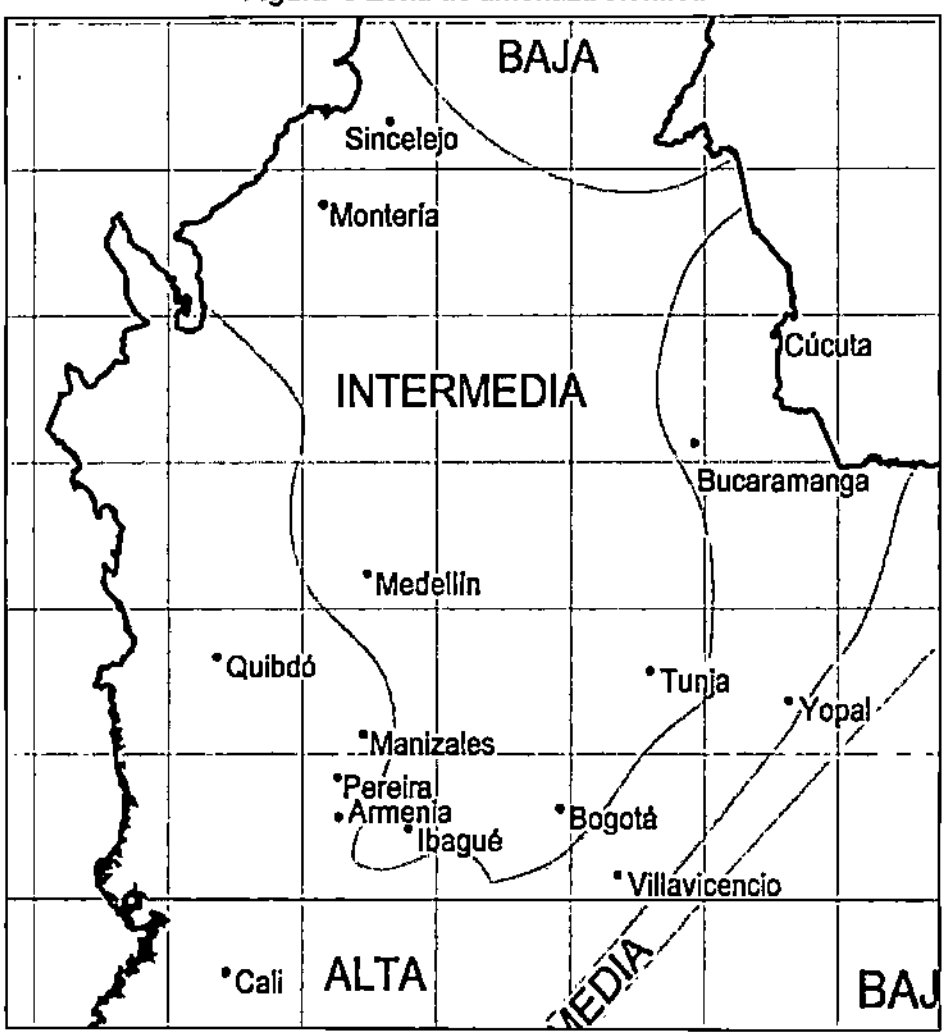
FUENTE: Geothecnical Engineering Circular No 5, FHWA

7. CONDICIONES SÍSMICAS

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

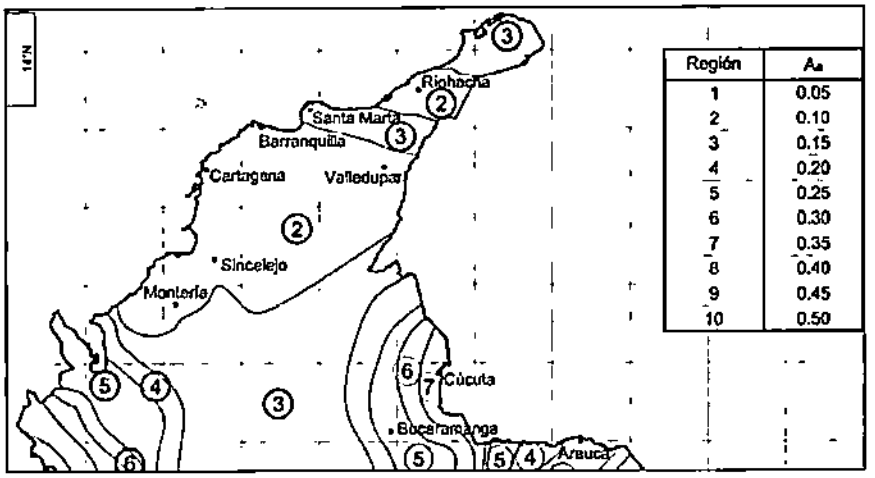
En las siguientes figuras 5 y 6 se reproducen parcialmente las figuras A.2.3-1 y A.2.3-2 de la norma NSR-10, con la distribución de las Zonas de Amenaza Sísmica; en la primera se observa como el área de estudio se enmarca dentro de la Zona de Amenaza ALTA; en la segunda, de mayor detalle (denominada 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 (Aa) 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 Fa sería de 1,15.

Tabla 6 Clasificación de los perfiles del suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\overline{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\overline{v}_s \geq 760$ 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 m/s> $\overline{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50$, o $\overline{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\overline{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\overline{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\overline{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\overline{s}_u$
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 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

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

Tabla 7 Valores del coeficiente Fa.

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:

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

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

Donde:

St = Asiento total admisible, en mm.

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

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

Adoptando un valor del ensayo SPT para las gravas arenosas (Aluvial) de N30=30, un ancho de cimentación de tres metros y limitando el asiento a 25 mm se obtiene una tensión admisible de 3,5 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 δ	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 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/cm²)	Coeficiente de balasto Placa de 1 pie² K_{S_1} (kg/cm³)
•• 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 [4,60H	]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 5,32H	20,00 a 40,00
•• Arcilla blanda (q_u 0,25 a 0,50 kg/cm²)	15 a 30	0,65 a 1,30
•• Arcilla media (q_u 0,50 a 2,00 kg/cm²)	30 a 90	1,30 a 4,00
•• Arcilla compacta (q_u 2,00 a 4,00 kg/cm²)	90 a 180	4,00 a 8,00
Arcilla margosa dura (q_u 4,00 a 10,00 kg/cm²)	180 a 480	8,00 a 21,00
Marga arenosa rígida	480 a 1000	21,00 a 44,00
Arena de miga y tosco	500 a 2500	22 a 110
Marga	500 a 50000	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:

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

Donde:

q: presión de cimentación (3,5 kg/cm^2)

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

E: módulo de elasticidad del estrato (400 kg/cm^2)

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

En la siguiente Tabla se resumen los asientos estimados para diversas dimensiones de zapatas (los cálculos se han efectuado de forma conservadora asumiendo una carga de cimentación de 35 Tn/m^2):

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 asientos 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 asientos 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 asientos.

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 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 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

AUSCULTAR S.A.S.
Ensayos e Ingeniería

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
TERMINACION: 01-03-2014

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

SISTEMA	REVESTIMIENTO	PROFUNDIDAD (m)	LITOLOGÍA	DESCRIPCION	% RECOBRO	R.Q.D. 25	R.Q.D. 50	R.Q.D. 75	R.Q.D. 100	MUESTRA	CAJA No.	COLUMNA DE AGUA	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
SPT	NW CASING SHOE NW	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
		0.50											
NQ		1.00											
PT		1.50			75					2			14-16-19
WIRE LINE CORE BIT NQ		3.00		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.	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: PENETRACION ESTANDAR: SUELOS COHESIVOS Y GRANULARES

0028

AUSCULTAR S.A.S.
Ensayos e Ingeniería

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Codigo	AUS_MG_FT02		
Version	1		
ENTIDAD CONTRATANTE:	INM		
PROYECTO:	CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA	FECHA:	21 de marzo de 2014
Fecha	03/01/2014		
Pagina	1 de 1		
APIQUE No.: P.T 5		MARGEN	Izquierdo
Aprobo Valle	R.A.M.B.		
SECTOR:	LOS PATIOS CUCUTA N. DE S	CALZADA/COSTADO:	Izquierdo
ABSCISA:	K0+000		

PROF.(m)	CLASIFICACIÓN		INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMITES			Wn%	GRADACION%			PARAMETROS DE RESISTENCIA.	
	U.S.C.S	AASHTO				L.L	L.P.	I.P.		GRAVAS	ARENAS	FINOS	Ensayo de penetracion estándar. (No gol/pie)	Compresión Inconfinada (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	6–13–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	

AUSCULTAR S.A.S.
Ensayos e Ingeniería
SC-CER273316

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_MG_FT01
Version	1
Fecha	03/01/2014
Pagina	1 de 1
Aprobo Vo.Bo	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	FUENTE: VIA				
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Arena limosa; mezclas arena-limo; de color Café con vetas amarillas; consistencia Alta					
SECTOR:	LOS PATIOS CUCUTA N. DE SANTANDER	ABSCISA:		LADO:		

GRANULOMETRÍA INV-E-123

Ps =	696.0	PI.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"	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

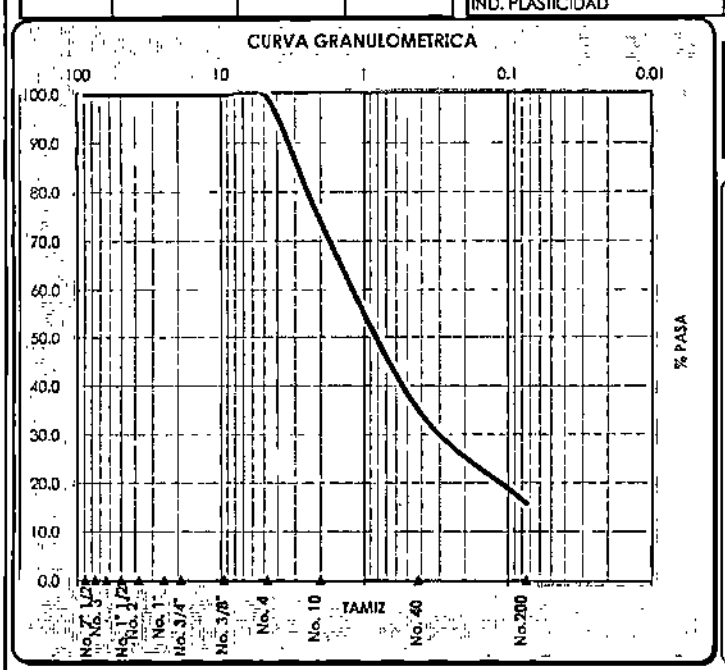
No. DE GOLPES	0	0	0	
RECIPIENTE No.	0	0	0	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	0.00	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	0.00	

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		

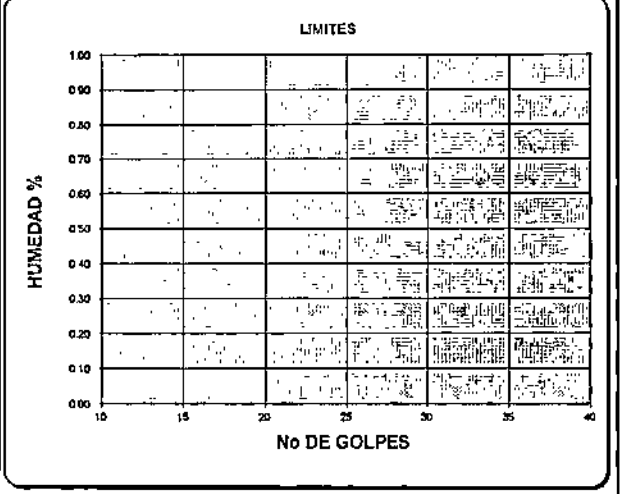
HUMEDAD NATURAL	13.0
LIMITE LIQUIDO	
LIMITE PLASTICO	
IND. PLASTICIDAD	NP

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



GRADACIÓN	
% Gravas	0.68
% Arenas	83.52
% Finos	15.80

INDICES	
C_u =	-
C_c =	-
Liquidez	-



OBSERVACIONES

GEOTECNOLOGO	V° B° INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA

6930

AUSCULTAR S.A.S.
Ensayos e Ingeniería
ISO 9001
ICONTEC
SC-CER273615

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_MS_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	7.50 m	A	9.00 m
APIQUE No: P.T 5	Muestra No.: 7		FUENTE: VIA				
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Arena limosa; mezclas arena-limo; de color Café con vetas amarillas; consistencia Alta						
SECTOR:	LOS PATIOS CUCUTA N. DE SANTANDER		ABSCISA:			LADO:	

GRANULOMETRÍA INV-E-123

Ps =	384.2	Pi.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

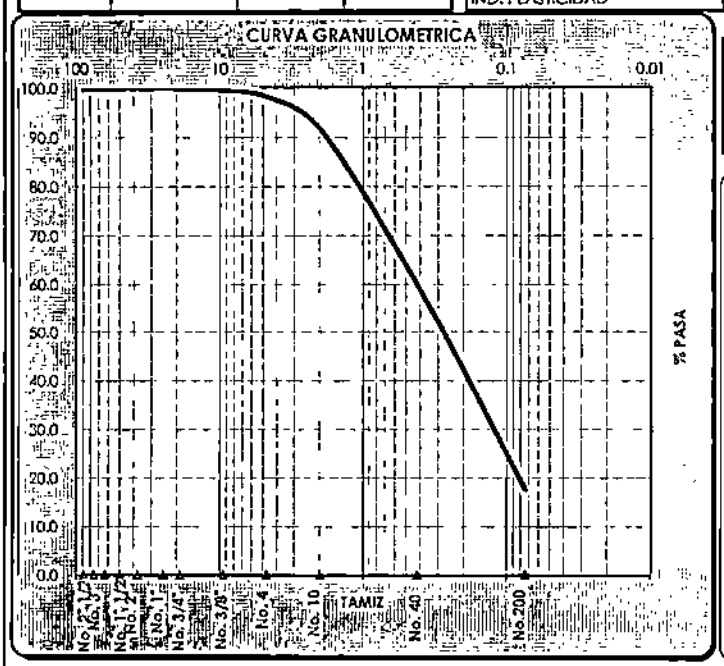
No. DE GOLPES	0	0	0	
RECIPIENTE No.	0	0	0	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	0.00	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	0.00	

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		

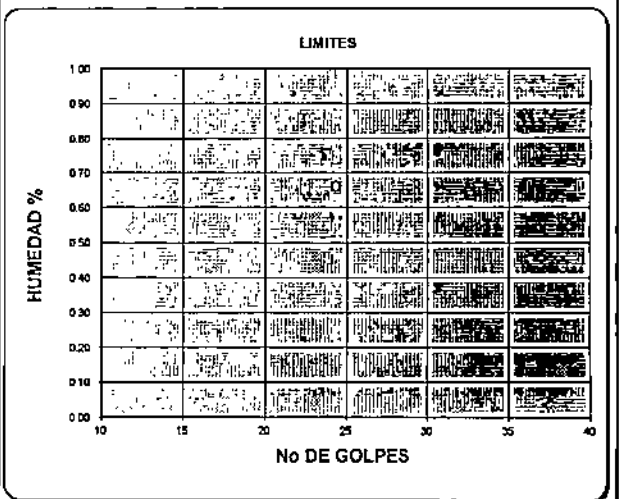
HUMEDAD NATURAL	15.1
LIMITE LIQUIDO	
LIMITE PLASTICO	
IND. PLASTICIDAD	NP

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



GRADACIÓN	
% Gravas	1.61
% Arenas	80.77
% Finos	17.62

INDICES	
C_u =	-
C_c =	-
Liquidez	-



OBSERVACIONES

GEOTECNOLOGO	V° B° INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA

0031

AUSCULTAR S.A.S.
Ensayos e Ingeniería

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. 25	R.Q.D. 50	R.Q.D. 75	R.Q.D. 100	MUESTRA	CAJA No.	COLUMNA DE AGUA	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
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
		0.50											
NQ		1.00											
SPT		1.50			30					2			7-8-9
Q		2.00		DEPOSITO ALUVIAL: COMPUESTO POR CANTOS Y GRAVAS SUBREDONDEADOS, ALTERADOS, DUROS, EN MATRIZ ARENOSA CARMELITA CLARA, DE GRANO MEDIO, COMPACSIDAD ALTA.									
SPT		2.50			25					3			11-18-50R
WIRE LINE CORE BIT NQ		4.00			18					4			23-45 RECHAZO
		5.50			33					5			GOLPES 8-35 RECHAZO
		7.00			18					6			42 GOLPES RECHAZO
		8.50		DEPOSITO ALUVIAL: COMPUESTO POR CANTOS Y GRAVAS SUBREDONDEADAS, DE ARENISCA Y CUARCITA, ALTERADAS, DURAS, EN MATRIZ ARENOSA CARMELITA CLARA, COMPACSIDAD ALTA.	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

Codigo	AUS_MG_PT02		
Version	1		
ENTIDAD CONTRATANTE:	TNM		
Fecha	03/01/2014		
PROYECTO:	CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA	FECHA:	21 de marzo de 2014
Pagina	1 de 1		
APIQUE No.:	P.T 6	MARGEN	DERECHO
Aprobo Vo.Bo	R.A.M.B.		
SECTOR:	COLEGIO II DE NOV. LATERA	CALZADA/COSTADO:	DERECHO
ABSCISA:	K0+000		

PROF.(m)	CLASIFICACIÓN		INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMITES			Wn%	GRADACION%			PARAMETROS DE RESISTENCIA.	
	U.S.C.S	AASHTO				L.L	L.P.	I.P.		GRAVAS	ARENAS	FINOS	Ensayo de penetracion estandar. (No gol/pie)	Compresión Inconfinada (Kg/cm²)
PT 6 M 2 (1.00-1.50)	CL	A-6	12.00		Arcilla 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	80.27	14.76	42--RECHAZO	

AUSCULTAR S.A.S. Ensayos e Ingeniería

SC-CER273818

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_MG_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 1.00 m	A	1.50 m
APIQUE No: P.T 6	Muestra No.: 2		FUENTE: VIA			
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Arcilla 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	PI.T/0 =	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	

LIMITE LIQUIDO INV-E-125

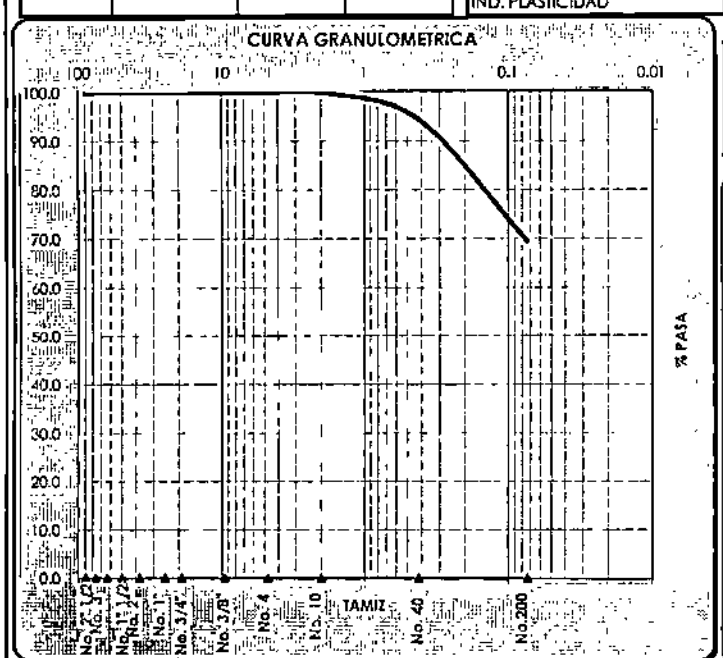
No. DE GOLPES	35	25	15	
RECIPIENTE No.	65	276	767	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	31.48	34.31	36.18	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	24.53	26.01	26.96	
PESO DEL AGUA (grs)	6.95	8.30	9.22	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	5.90	5.70	5.83	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	18.63	20.31	21.13	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	37.31	40.87	43.63	

LIMITE PLASTICO 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		

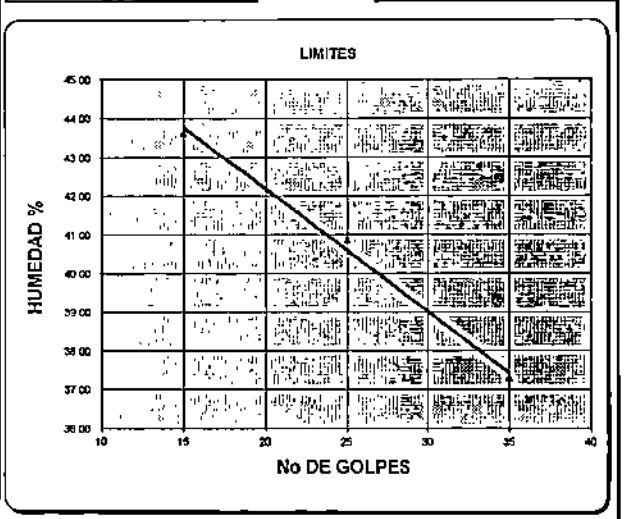
HUMEDAD NATURAL	9.1
LIMITE LIQUIDO	40.28
LIMITE PLASTICO	20.44
IND. PLASTICIDAD	19.84

I. 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

INDICES	
C_u =	-
C_c =	-
Liquidez	-



OBSERVACIONES

GEOTECNOLOGO	V°B° INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA

0934

AUSCULTAR S.A.S.
Ensayos e Ingeniería
SC-CER273318

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_MG_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 5.50 m	A	7.00 m
APIQUE No: P.T 6	Muestra No.: 6		FUENTE: VIA			
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Arena limosa; mezclas arena-limo: de color Café; consistencia Alta					
SECTOR:	COLEGIO II DE NOV. LATERAL DERECHO		ABSCISA:		LADO: DERECHO	

GRANULOMETRÍA 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	

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	

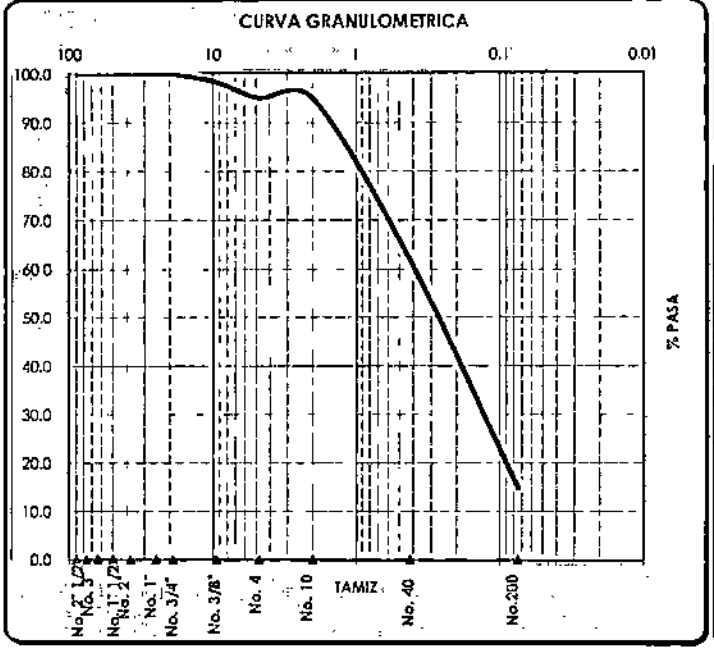
LIMITE PLASTICO INV-E-126

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	15.6
LIMITE LIQUIDO	
LIMITE PLASTICO	
IND. PLASTICIDAD	NP

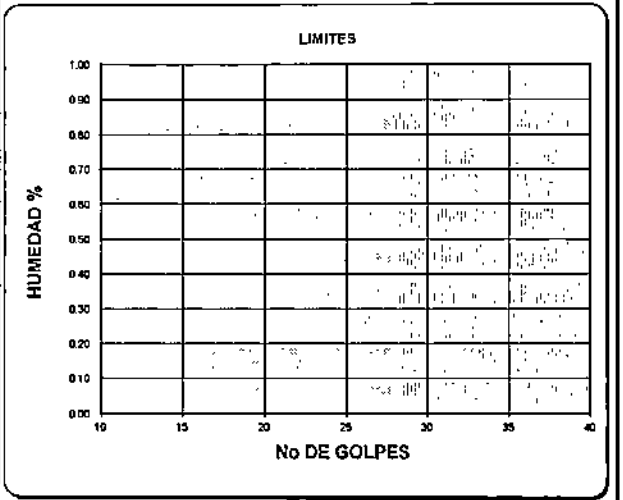
I. DE GRUPO	0
A.A.S.H.T.O.	A-2-4
U.S.C.S.	SM

CURVA GRANULOMETRICA



GRADACIÓN	
% Gravas	4.97
% Arenas	80.27
% Finos	14.76

INDICES	
C_u =	-
C_c =	-
Liquidez	-



OBSERVACIONES

GEOTECNOLOGO	V°B° INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA

0035

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)	LITOLOGÍA	DESCRIPCION	% RECOBRO	R.Q.D. 25	R.Q.D. 50	R.Q.D. 75	R.Q.D. 100	MUESTRA	CAJA No.	COLUMNA DE AGUA	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
SPT	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
		0.50											
NQ		1.00											
SPT		1.50		CANTOS Y GRAVAS ANGULARES Y SUBREDONDEADOS DE ARENISCA Y CUARCITA, EN MATRIZ ARENOSA, DE GRANO MEDIO, COMPACSIDAD ALTA.	62					2			12-17-50R
		3.00			21					3			
		4.50			24					4			7-35 RECHAZO
WIRE LINE CORE BIT NQ		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 CARMELITA, COMPACSIDAD ALTA, HUMEDAD BAJA.	25					7			33 GOLPES RECHAZO
		10.00			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

SC-CER273818

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Codigo	AUS_AG_PT02		
Version	1		
ENTIDAD CONTRATANTE:	INM		
PROYECTO:	CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA	FECHA:	21 de marzo de 2014
Fecha	03/01/2014		
Pagina	1 de 1		
APIQUE No.: P.T 7		MARGEN	Derecho
Aprobo Valle	R.A.M.B.		
SECTOR:	COLEGIO II DE NOV. LATERA	CALZADA/COSTADO:	Derecho
ABSCISA:	KD+000		

PROF.(m)	CLASIFICACIÓN		INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMITES			W=%	GRADACION%			PARAMETROS DE RESISTENCIA.	
	U.S.C.S	AASHTO				LL	L.P.	I.P.		GRAVAS	ARENAS	FINOS	Ensayo de penetracion estándar. (No gol/pie)	Compresión inconfinado (Kg/cm²)
PT7 M 4 (3.00-4.50)	SP - SM	A-2-4	0.00		Arena limosa mal gradada	0.00	0.00	0.00	18.06	2.29	86.03	11.68	7-35-RECHAZO	

6037

AUSCULTAR S.A.S.
Ensayos e Ingeniería
ISO 9001 · ICONTEC · SC-CER273815 · I.C. Nrs

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_MG_FT01
Version	1
Fecha	03/01/2014
Pagina	1 de 1
Aprobo VoBo	R.A.M.S.

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.T 7	Muestra No.: 4	FUENTE: VIA				
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Arena limosa mal gradada; consistencia Alta					
SECTOR:	COLEGIO II DE NOV. LATERAL DERECHO	ABSCISA:			LADO: DERECHO	

GRANULOMETRÍA INV-E-123

Ps =	340.0	Pf.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"	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

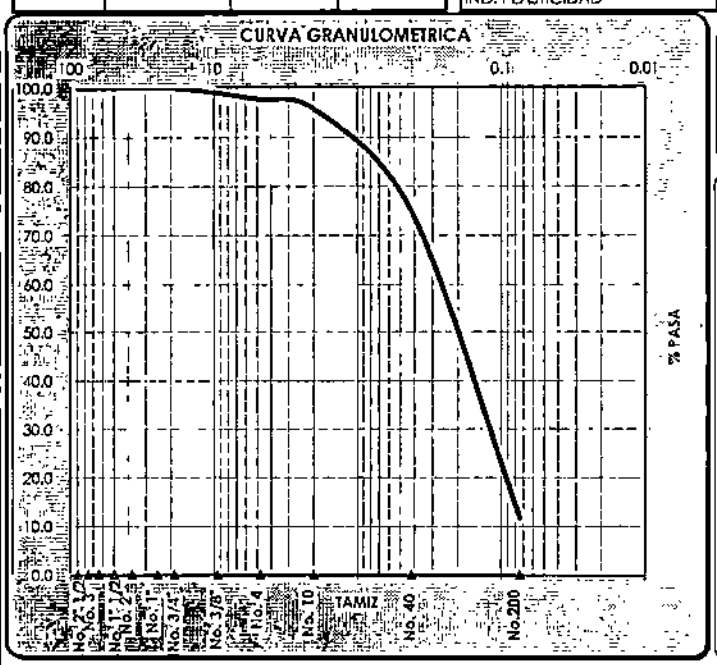
No. DE GOLPES	0	0	0
RECIPIENTE No.	0	0	0
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	0.00
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	0.00
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	0.00

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		

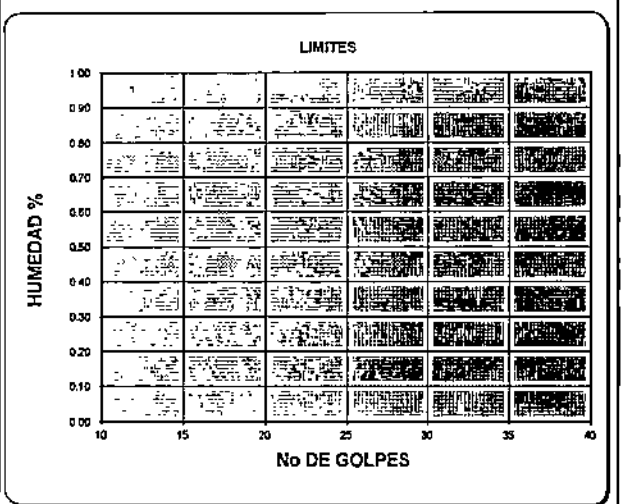
HUMEDAD NATURAL	18.1
LIMITE LIQUIDO	
LIMITE PLASTICO	
IND. PLASTICIDAD	NP

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



GRADACIÓN	
% Gravas	2.29
% Arenas	86.03
% Finos	11.68

INDICES	
C_u =	5.3
C_c =	1.4
Liquidez	-



OBSERVACIONES

GEOTECNOLOGO	V° B° INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA

0038

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
		Pagina	1 de 1
		Aprobo VoBo	R.A.M.B.

ENTIDAD CONTRATANTE: TNM

PROYECTO: CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA

SONDEO No PT 7 MUESTRA N 8 PROFUNDIDAD: 9.00-10.0

FECHA : 20/03/2014 ABSCISA:

No Ensayo	Tipo	W (mm)	D (mm)	P (Kn)	D^2_e (mm2)	D_e(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	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 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		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
a axial
b bloque
i fragmento
per perpendicular
ppd paralelo al plano de debilidad

Valor medio $I_s(50)$ par	5.41
Valor medio $I_s(50)$ per	5.57
$I_s(50)$	0.97

GEOTECNOLOGO	V°B° INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA

AUSCULTAR S.A.S.
Ensayos e Ingeniería

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 FREACTICO: SECO
COTA:
INICIACIÓN: 03-03-2014
TERMINACION: 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	% RECOBRO	R.Q.D. 25	R.Q.D. 50	R.Q.D. 75	R.Q.D. 100	MUESTRA	CAJA No.	COLUMNA DE AGUA	OBSERVACIONES S.P.T. GOLPES
SPT	NW CASING SHOE NW	0.00		DEPOSITO ALUVIAL: CANTOS Y GRAVAS ANGULARES Y SUBREDONDEADOS, EN MATRIZ ARENOSA, ALGO ARCILLOSA CAFÉ Y AMARILLA, COMPACSIDAD ALTA, HUMEDAD BAJA.	72					1	CAJA No. 1 DE 1	RETORNA EL 80 AL 85%	8-10-11
		0.50											
NQ		1.00											
SPT		1.50			76					2			13-15-17
WIRE LINE CORE BIT NQ		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 COMPACSIDAD 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

Codigo	AUS_M.6_PTD2		
Version	1		
ENTIDAD CONTRATANTE:	TNM		
Fecha	03/01/2014		
PROYECTO:	CONSTRUCCION RAMPAS PUENTE PEATONAL LOS PATIOS CUCUTA	FECHA:	21 de marzo de 2014
Pagina	1 de 1		
APIQUE No.: P.T 8		MARGEN	Izquierdo
Aprobo Valle	R.A.M.B.		
SECTOR:	LOS PATIOS CUCUTA N. DE S	CALZADA/COSTADO:	Izquierdo
ABSCISA:			

PROF.(m)	CLASIFICACIÓN		INDICE DE GRUPO	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMITES			Wn%	GRADACION%			PARAMETROS DE RESISTENCIA	
	U.S.C.S	AASHTO				L.L	L.P.	I.P.		GRAVAS	ARENAS	FINOS	Ensayo de penetracion estándar. (No gol/pie)	Compresión Inconfinada (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	0.26	93.54	6.20	17--RECHAZO	

0121

AUSCULTAR S.A.S.
Ensayos e Ingeniería
SC-CER273818

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_MG_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	6.00 m	A	7.50 m
APIQUE No: P.T 8	Muestra No.: 6	FUENTE: VIA				
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Arena limosa mal gradada; de color Café; consistencia Alta					
SECTOR:	LOS PATIOS CUCUTA N. DE SANTANDER	ABSCISA:			LADO:	

GRANULOMETRÍA INV-E-123

Ps =	464.6	Pt.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"	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

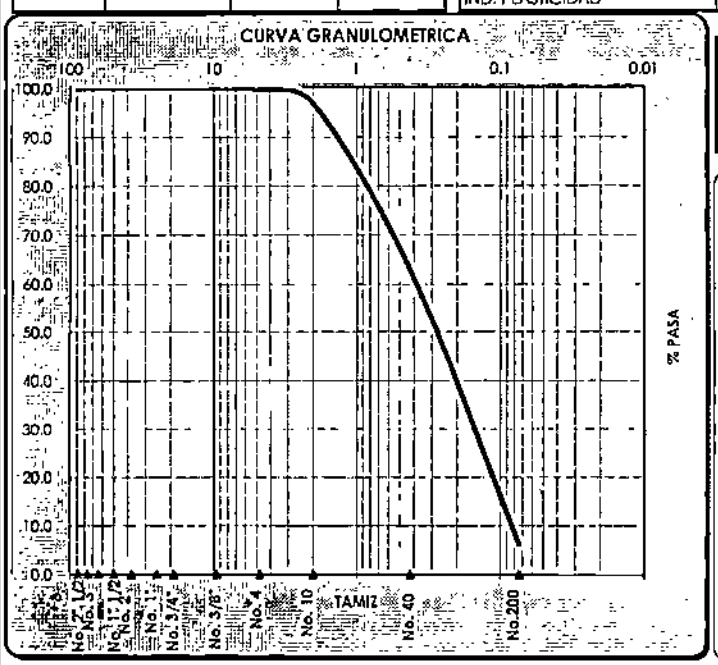
No. DE GOLPES	0	0	0	
RECIPIENTE No.	0	0	0	
PESO RECIP. + MAT. HUMEDO (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO RECIP. + MAT. SECO (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL AGUA (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL RECIPIENTE (grs)	0.00	0.00	0.00	
PESO DEL MATERIAL SECO (grs)	0.00	0.00	0.00	
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	0.00	0.00	0.00	

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		

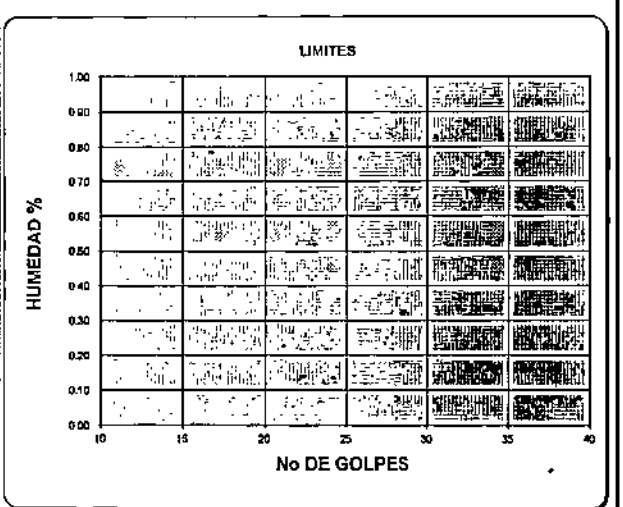
HUMEDAD NATURAL	19.8
LIMITE LIQUIDO	
LIMITE PLASTICO	
IND. PLASTICIDAD	NP

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	V° B° INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA

0042

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
Pagina	1 de 1
Aprobo VoBo	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^2_e (mm2)	D_e(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
I 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	V°B° INGENIERO
JUAN CARLOS ELVIRA	RICARDO MENDOZA

Anexo 3. Memoria de Cálculo

CÁLCULO CARGA ÚLTIMA

PRESIÓN DE CIMENTACIÓN EN SUELOS GRANULARES

Para $B \geq 1,2$ m $Qadm = Nspt\ 8\ (S / 25)\ (1 + 0,3 / B)^2\ (1 + 0,33\ D / B)$

Para $B < 1,2$ m $Qadm = Nspt\ 12\ (S / 25)\ (1 + 0,33\ D / B)$

donde:

Q_{adm} = Carga máxima admisible (kN/m2)
Nspt = 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	kN/m^2	=	3,51	kg/cm^2

CÁLCULO DE ASIENTOS

LADO CORTO ZAPATA (O DIÁMETRO) (m):	1
LADO LARGO ZAPATA (O DIAMETRO) (m):	3
Presión de cimentación (kg/cm^2):	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 DIAMETRO) (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/cm²)	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 DIAMETRO) (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/cm²)	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 DIAMETRO) (m):	3
Presión de cimentación (kg/cm²):	3,5
ASIENTO (cm)	1,53

PERFIL DEL TERRENO				
LITOLOGÍA	PROFUNDIDAD BAJO ZAPATA (m)		MÓDULO DE ELASTICIDAD (kg/cm²)	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 DIAMETRO) (m):	3
Presión de cimentación (kg/cm²):	3,5
ASIENTO (cm)	1,71

PERFIL DEL TERRENO				
LITOLOGÍA	PROFUNDIDAD BAJO ZAPATA (m)		MÓDULO DE ELASTICIDAD (kg/cm²)	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

ANI Agencia Nacional de Infraestructura

CONCESIONARIA San Simón S.A.

PROYECTO

ESTUDIOS Y DISEÑOS

PROYECTO DE CONCESIÓN,

AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER

TNM 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

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 Rio. Estas obras se sitúan al Sur de la ciudad de Cúcuta, departamento de Norte de Santander.

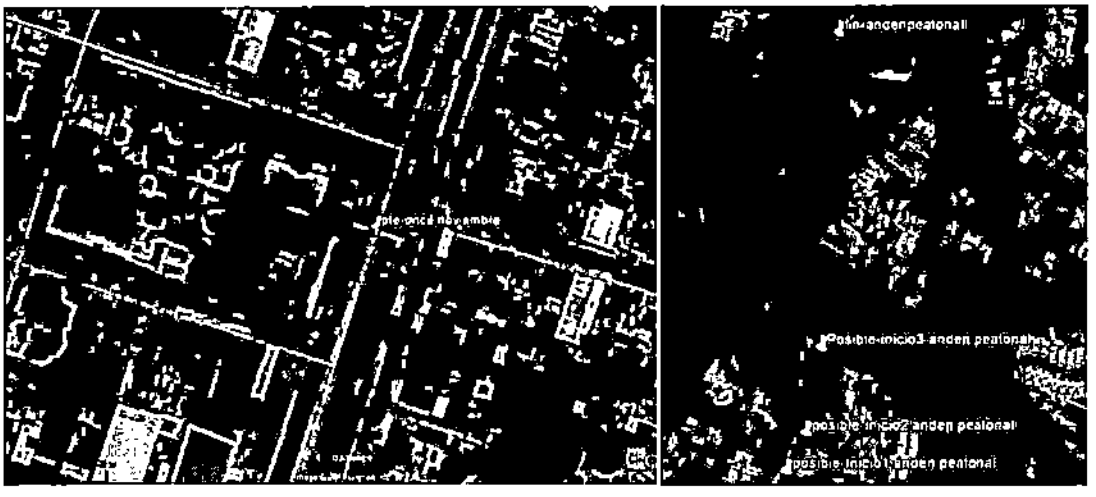


Figura 1. Localización Rampas Pte. Peatonal 11 Noviembre y Muro Sendero Peatonal

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 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 en sitio 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 geotécnista deberá comprobar el nivel del estrato portante para fundación.

4.1 PLANTA Y PERFIL ESTRUCTURAL DE LAS RAMPAS

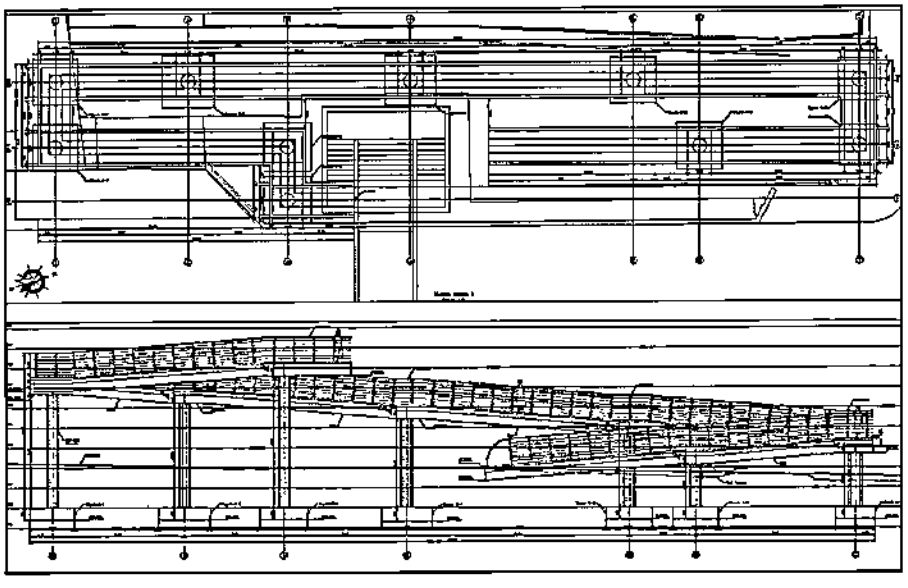


Figura 2. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 1

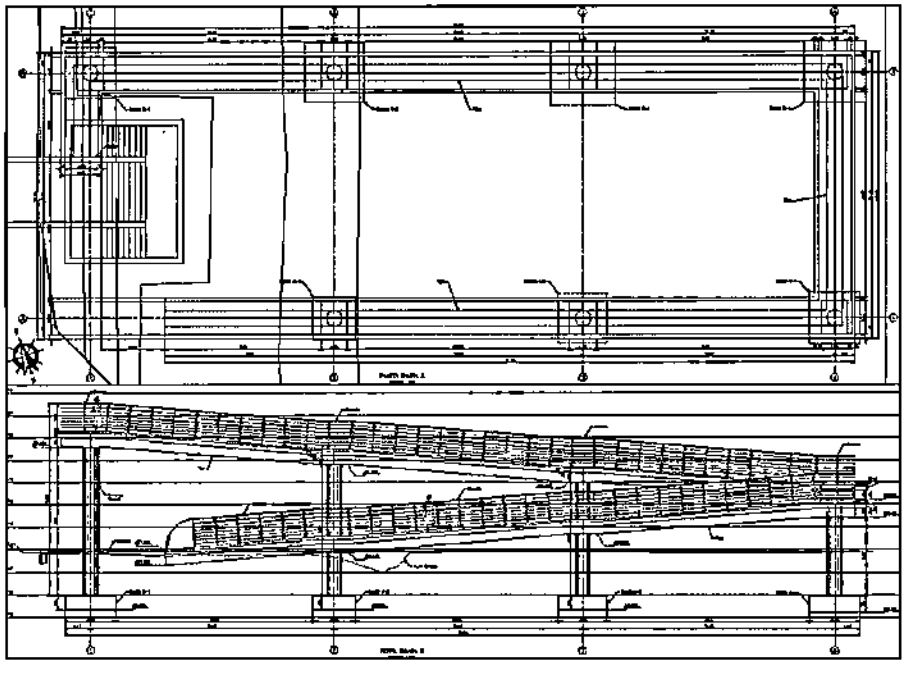


Figura 3. Planta y Perfil de la Rampa de Acceso 2

4.2 SECCION TRANSVERSAL DE LA VIGA T

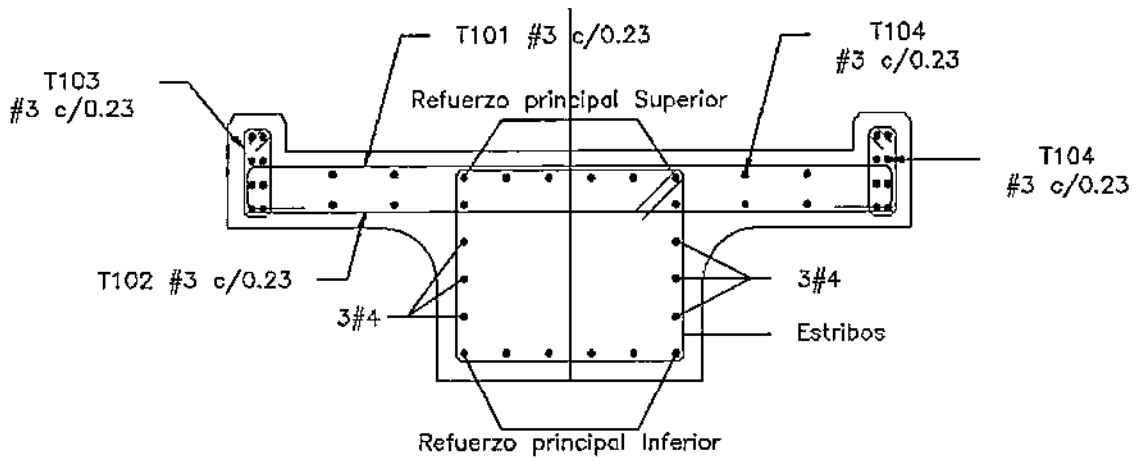


Figura 4. Sección Transversal

4.3 COLUMNAS

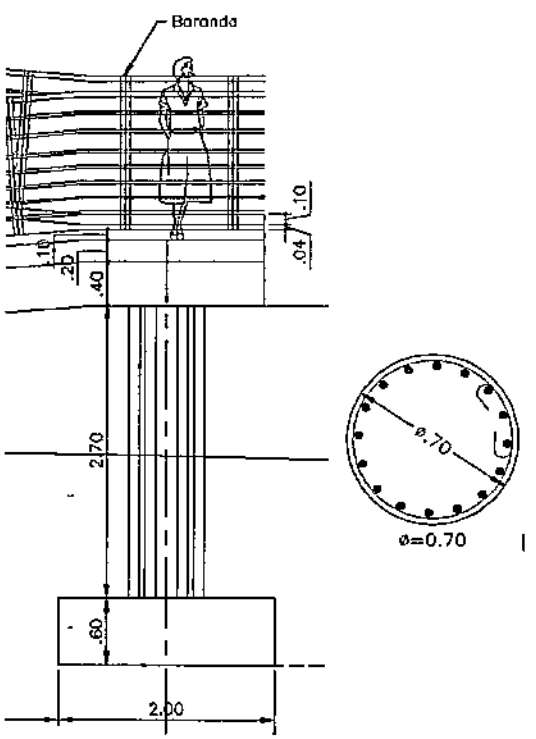


Figura 5. Geometría de las Columnas

4.4 PARÁMETROS DE ANALISIS Y DISEÑO

4.4.1 MATERIALES

4.4.1.1 Concreto para tablero, columnas y zapatas:

f 'c = 4000 psi = 280 kgf/cm^2 = 28 MPa

Peso específico = 2.4 t/m^3

Módulo de elasticidad = Ec = 2988 ksi = 209160 kgf/cm^2

4.4.2 Acero de Refuerzo

A-60 fy = 60000 psi = 4200 kgf/cm^2 = 420 MPa

Módulo de elasticidad = Es = 30000 ksi = 2100000 kgf/cm2 = 210000 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.

Bordillos = 0.15 * 0.15 * 2.4 * 2 = 0.11 t/m

Barandas = 0.15 * 2 = 0.30 t/m

Total = 0.41 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.

Carga Viva =	450	kg/m^2
Ancho útil =	1.50	m^2
w viva =	0.675	t/m

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 Aa y Av obtenidos de las Figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 respectivamente: Aa = 0.35 y Av = 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 Fa y Fv obtenidos de las Tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 respectivamente: Fa = 1.10 y Fv = 1.60

- Para el análisis sísmico se utiliza el espectro de diseño definido en la siguiente figura:

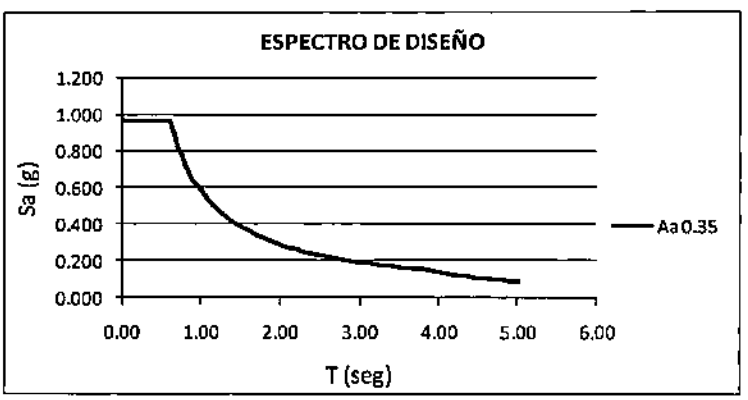


Figura 6. Espectro de Diseño

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 Vel = 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°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	0	NO APLICA
	IA	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	
METODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES	I	1	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	100
	IA	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	**
	II	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
	IX	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	150
	X	1	1	1	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	100

*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 A4.2.

β_E = 1.3 para presión lateral de tierras sobre muros de contención y marcos rígidos, sin incluir aleantarillas rígidas

β_E = 0.5 para presión lateral de tierras para momentos positivos en marcos rígidos, ver sección A3.11

β_E = 1.0 para presión vertical de tierras

β_D = 0.75 cuando se estudian elementos con mínima carga axial y máximo momento o máxima excentricidad para diseños de columnas

β_D = 1.0 cuando se estudian elementos con máxima carga axial y mínimo momento para diseño de columnas

β_D = 1.0 para elementos con flexión o tracción

β_D = 1.0 para alcantarillas rígidas

β_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

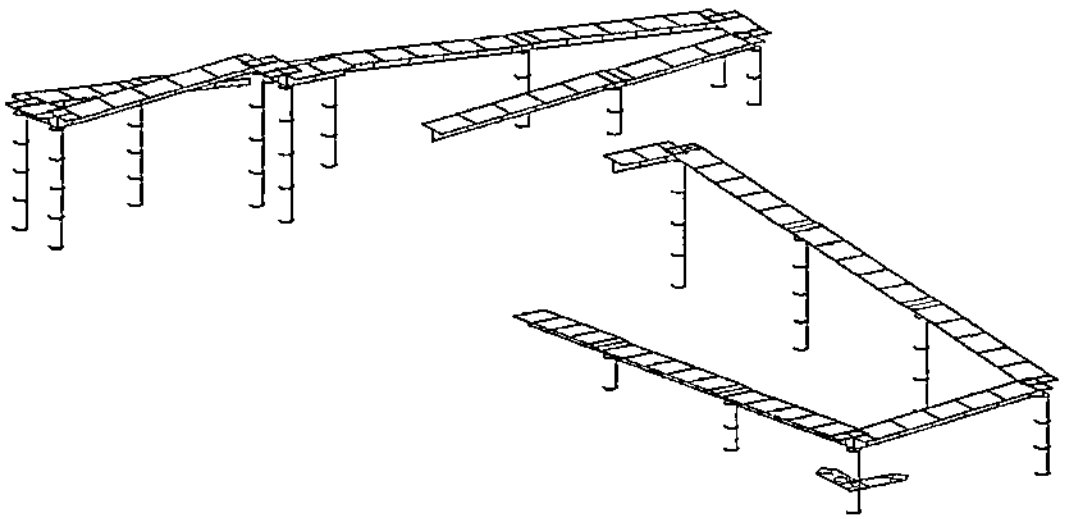


Figura 7. Modelo General de las Estructuras

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 min =	0.033 * L	
H min viga =	0.39	m
H viga =	0.60	m

EVALUACIÓN DE CARGAS POR M^2:

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:

	fy =	42000 t/m²	
	f'c =	2800 t/m²	
Esfuerzo admisible concreto:	vc = 0.53 * √f'c		
	vc =	88.69 t/m²	
Grupo 1 de cargas:	Vu =	2.07 t/m	
	d min =	0.028 m	
	h min =	0.08 m	
Se adopta una altura de:	h vol =	0.20 m	OK

REFUERZO EN EL VOLADIZO

	d =	0.15 m		
	b =	1.00 m		
Grupo 1 de cargas:	Mu =	0.51		
	Mu = 0.9 * ρ * fy * (1 - 0.59 * (ρ * fy) / f'c) * b * d²			
	ρ =	0.002000		
	As =	2.90 cm²	→	con φ No3: c / 0.245 m Arriba

REFUERZO PARA RETRACCIÓN Y FRAGUADO DEL CONCRETO

As = 3 cm² / 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

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

z = 30500 kg/cm

dc = 5 cm

A = A concreto tensión/#barras = 197 cm^2

fs = 3065 kg/cm^2

0.6 fy = 2520 kg/cm^2

Para Máximos Momentos con Cargas de Servicio:

M_{CM} = 0.17 t-m

M_{CV} = 0.14 t-m

Mtotal = 0.30 t-m

ρ = 0.002000

As = 2.90 cm^2

d = 0.15 m

a / d = ρ * fy / (0.85 * f'c)

a / d = 0.035

a = 0.035 * d

a = 0.005 m < Hlosa

Brazo : d - a/2 = 0.14 m

T = 2.1 ton

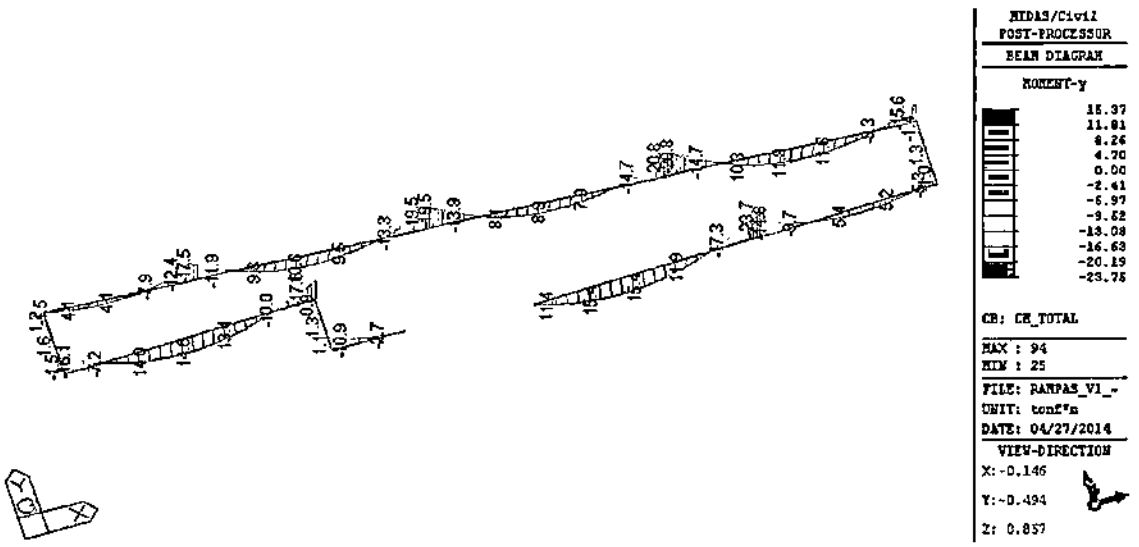
fs = 734.74 kg/cm^2 OK

DISEÑO DE LA VIGA:

Carga muerta:

Peso propio de losa =	0.86 t/m
Peso propio de la viga =	0.67 t/m
Peso bordillos =	0.11 t/m
Peso barandas =	0.30 t/m
W CM peso propio =	1.54 t/m
W CM posterior =	0.41 t/m
W CM total =	1.94 t/m

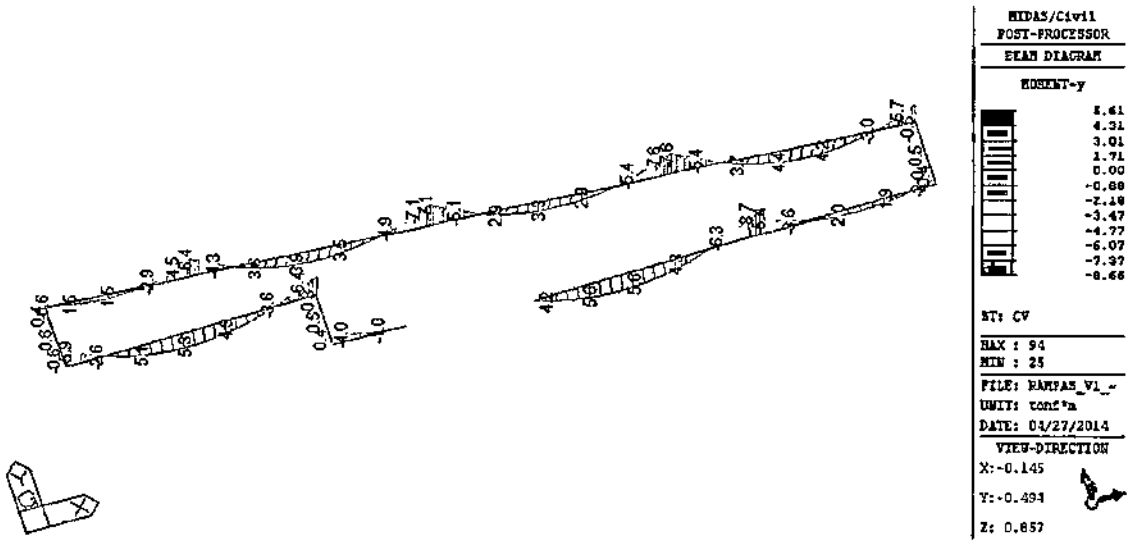
Resultados Carga Muerta Total Modelo:



Carga viva:

W CV = 0.68 t/m

Resultados Carga Viva Modelo:



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

$Mu = 0.9 * \rho * fy * (1 - 0.59 * (\rho * fy) / f'c) * b * d^2$
ρ = 0.002588
$a / d = \rho * fy / (0.85 * f'c)$
a / d = 0.046
a = 0.046 * d
a = 0.025 m < H losa sup. = 0.2 m
As = 25.03 cm^2
# barras requeridas = 5.0 con No8:

S / A.7.8.16.4

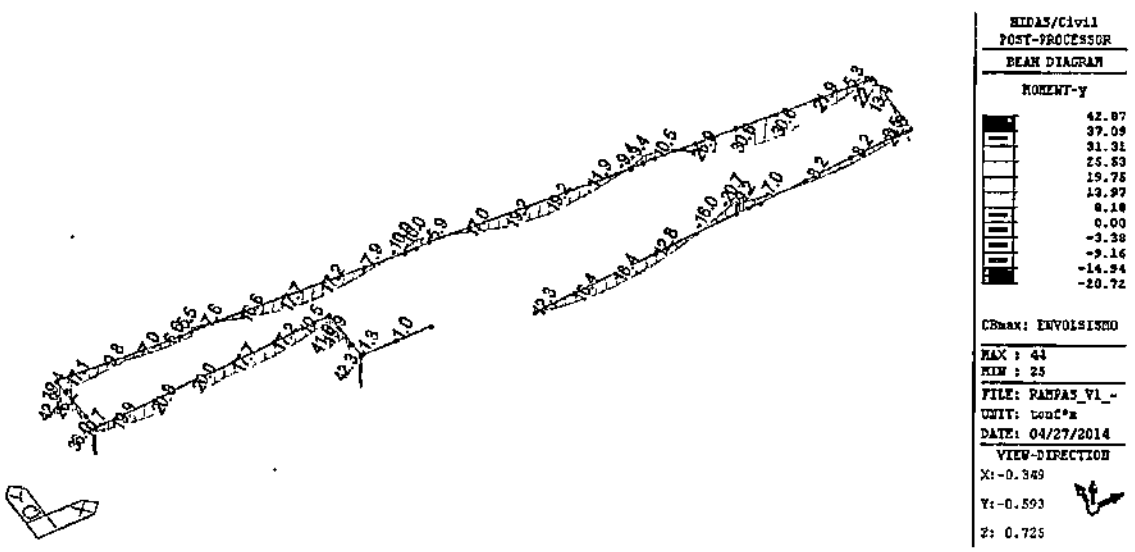
$fs = z / (dc * A)^{1/3}$
Mservicio máx. CL = 32.41 t-m
z = 30500 kg/cm
dc = 5 cm
# barras colocado = 6.0 con φ No8:
As colocado = 30.4 cm^2
A = A concreto tensión/#barras = 146 cm^2

fs =	3385 kg/cm^2		
0.6 fy =	2520 kg/cm^2		
Brazo :	d - a/2 =	0.53 m	
	T =	61.7 ton	
	fs =	2030.42 kg/cm^2	OK

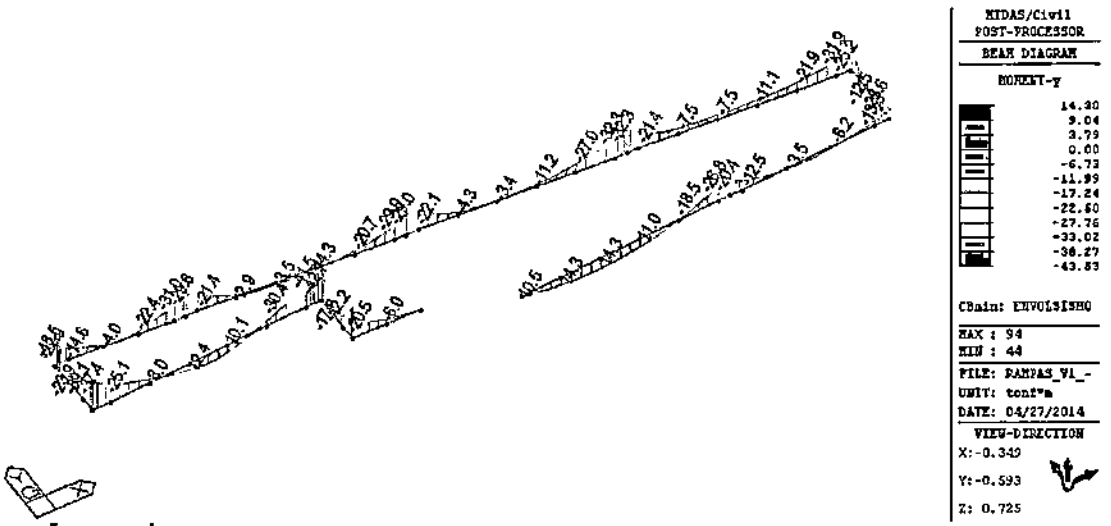
Momento de fisuración

b =	1.800 m	
d =	0.537 m	
fr =	331.32 t/m^2	
Ig =	0.01260 m^4	
Yt =	0.300 m	
Mcr =	13.92 t-m	
Mn =	16.70 t-m	
ρ min =	0.000857	OK

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



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



DISEÑO A FLEXIÓN:

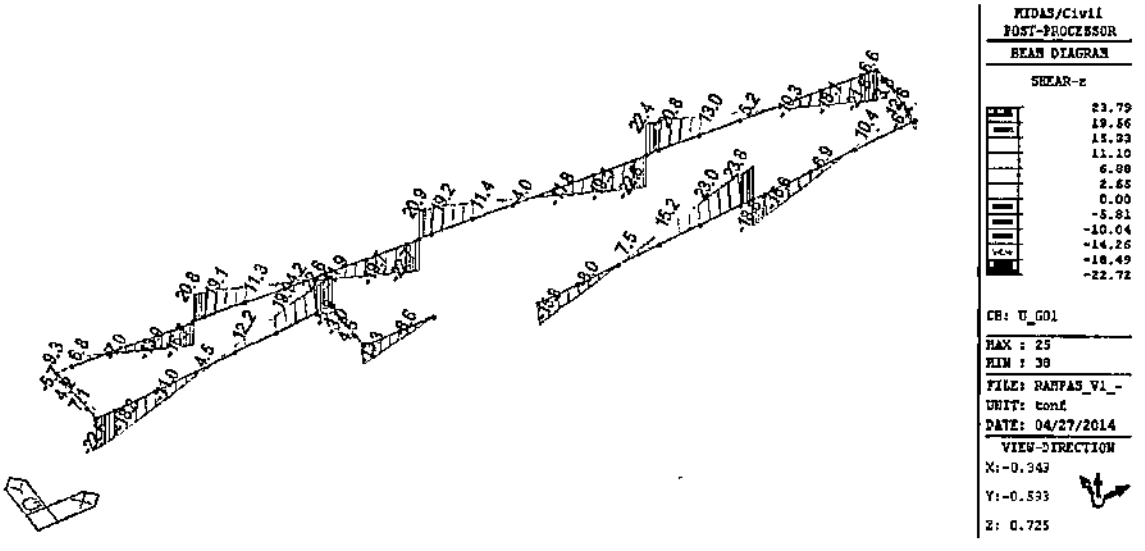
VIGA Llolal = 83.58 m

EJES	*X (m)*	*Momento Carga Muerta (t-m)*	*Momento Carga Viva (t-m)*	*Momento Último por Grupo I de cargas (t-m)*	*Envolvente Momento por Grupo VII cargas (t-m)*	*ρ*	*As (cm²)*	*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	5.60	32.19	18.40	0.00166	18.08	6 No. 7	Abajo
	10.03	-17.30	-6.30	-36.17	-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	0.00165	10.15	-6 No. 6	Arriba
CL Entre A-6 y A-7	14.61	5.40	2.00	11.36	8.20	0.00077	7.48	6 No. 5	Abajo
	17.99	-5.30	1.90	-2.77	-13.30	0.00068	6.59	-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	2.56	-12.50	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. 6	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	-40.76	-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	-11.60	-4.30	-24.81	-29.60	0.00153	14.77	-6 No. 7	Arriba
B-2	55.92	-17.50	-6.40	-36.64	-31.00	0.00190	18.35	-6 No. 7	Arriba
	56.52	-12.40	-4.50	-25.89	-22.40	0.00133	12.90	-6 No. 6	Arriba
CL Entre B-2 y B-1	59.20	4.10	1.50	8.59	9.80	0.00067	6.45	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

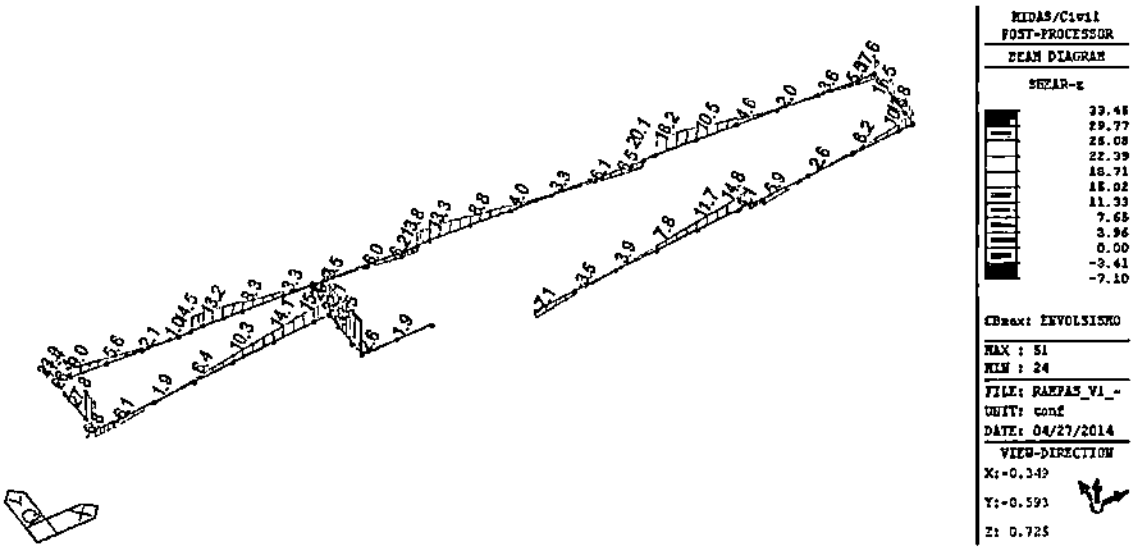
EJES	*X (m)*	*Momento Carga Muerta (t-m)*	*Momento Carga Viva (t-m)*	*Momento Último por Grupo I de cargas (t-m)*	*Envolvente Momento por Grupo VII cargas (t-m)*	*ρ*	*As (cm²)*	*Refuerzo (-) Superior y (+) Inferior*	
	65.18	-1.50	-0.60	-3.25	-23.90	0.00123	11.80	-6 No. 6	Arriba
A-1	65.93	-16.10	-5.90	-33.74	-37.40	0.00194	18.74	-6 No. 7	Arriba
	66.68	-7.20	-2.60	-15.00	-25.10	0.00129	12.50	-6 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	-6 No. 8	Arriba
A-3	77.46	-17.00	-6.30	-35.78	-42.70	0.00222	21.45	-6 No. 8	Arriba
CL Entre A-3 y C-3	78.61	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	-6 No. 6	Arriba
Fin	83.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00		

DISEÑO A CORTANTE:

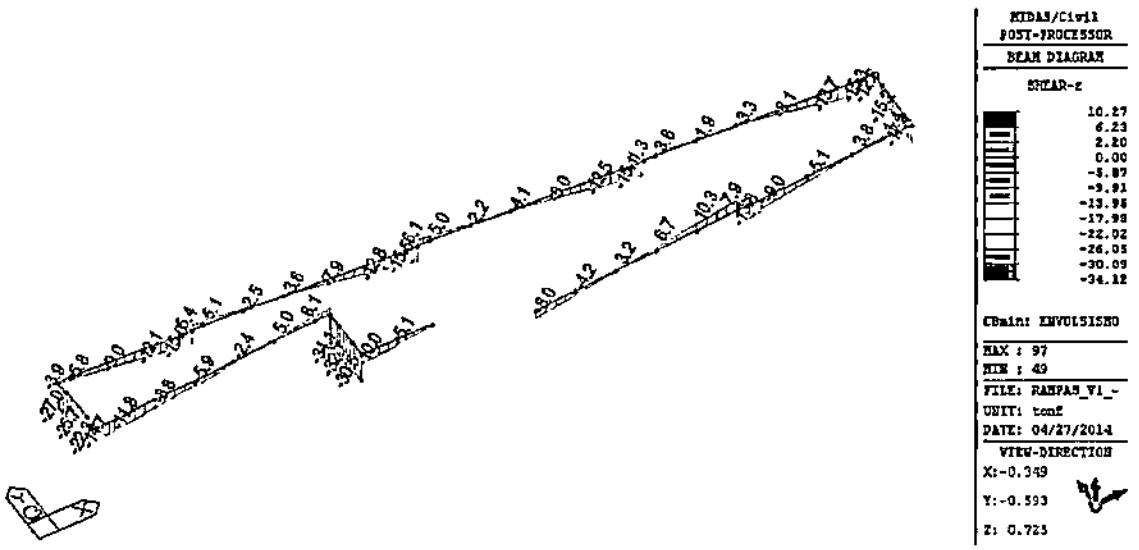
Resultados Envolvente de Cortante Máximo por Grupo I de cargas Modelo:



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



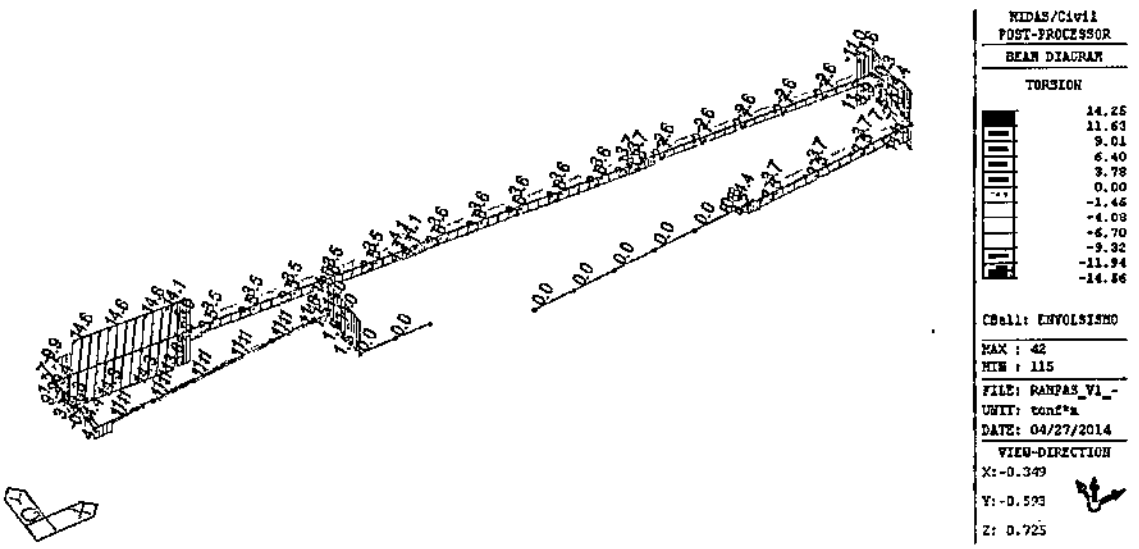
Resultados Envolvente de Cortante Mínimo por Grupo VII de cargas Modelo:



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 #5 Av = 3.98 cm² (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:



$\phi * \sqrt{f'c} / 12 * (Acp^2 / Pcp)$ =	2.54 t-m			
Torsión max. (Grupo VII cargas) =	14.60 t-m			
Cortante (Grupo 1 cargas) =	23.00 ton			
Vs =	0.00 ton			
$\sqrt{(vu^2 + (Tu * Ph / (1.7 * Aoh^2))^2)}$ =	0.61	OK ≤	$\phi * (vc + 2*\sqrt{f'c} / 3)$ =	3.75
s transversal con ε # 5 =	0.255 m			
Av+t / s =	15.59 cm^2			
S final para estribos combinados =	**0.26 m**	OK		

Refuerzo en las caras de las vigas:

Ref longitudinal por torsión: Al =	4.13 cm^2			
con No4:	→	4.0 Barras	c / 0.125 m	
		2.0 Barras	**c / 0.250 m**	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 M^2:

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:

fy = 42000 t/m²
f'c = 2800 t/m²

Esfuerzo admisible concreto: vc = 0.53 * √f'c
vc = 88.69 t/m²

Grupo 1 de cargas: Vu = 2.07 t/m
d min = 0.028 m
h min = 0.08 m

Se adopta una altura de: h vol = **0.20 m** OK

REFUERZO EN EL VOLADIZO

d = 0.15 m
b = 1.00 m

Grupo 1 de cargas: Mu = 0.51
Mu = 0.9 * ρ * fy * (1 - 0.59 * (ρ * fy) / f'c) * b * d²
ρ = 0.002000
As = 2.90 cm² → con φNo3: **c / 0.245 m Arriba**

REFUERZO PARA RETRACCIÓN Y FRAGUADO DEL CONCRETO

As = 3 cm² / m : con φ No3: 4.21 Barras → con φNo3: **c / 0.238 m**

DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN LA LOSA / ml

S / A.7.8.16.4

fs = z / (dc * A)^1/3
z = 30500 kg/cm
dc = 5 cm
A = A concreto tensión/#barras = 197 cm²

fs = 3065 kg/cm²
0.6 fy = 2520 kg/cm²

0072

Para Máximos Momentos con Cargas de Servicio:

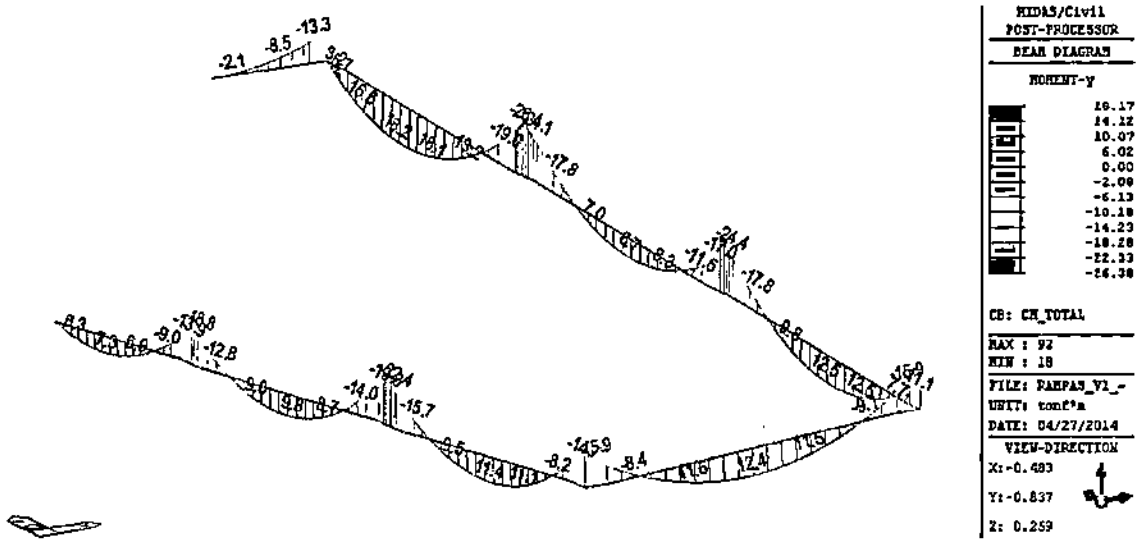
	M_{CM}=	0.17	t-m	
	M_{CV} =	0.14	t-m	
	Mtotal =	0.30	t-m	
	ρ =	0.002000		
	As =	2.90	cm^2	
	d =	0.15	m	
	a / d =	ρ * fy / (0.85 * f'c)		
	a / d =	0.035		
	a =	0.035 * d		
	a =	0.005	m	< Hlosa
Brazo :	d - a/2 =	0.14	m	
	T =	2.1	ton	
	fs =	734.74	kg/cm^2	OK

DISEÑO DE LA VIGA:

Carga muerta:

Peso propio de losa =	0.86	t/m
Peso propio de la viga =	0.67	t/m
Peso bordillos =	0.11	t/m
Peso barandas =	0.30	t/m
W CM peso propio =	1.54	t/m
W CM posterior =	0.41	t/m
W CM total =	1.94	t/m

Resultados Carga Muerta Total Modelo:



Carga viva:

W CV = 0.68 t/m

Resultados Carga Viva Modelo:

M máx. carga muerta = 26.38 t-m
M máx. carga viva = 9.62 t-m

Mu máx. = 55.18 t-m

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

d sup = 0.522 m
b = 1.80 m

$Mu = 0.9 * \rho * fy * (1 - 0.59 * (\rho * fy) / f'c) * b * d^2$

ρ = 0.003055

$a / d = \rho * fy / (0.85 * f'c)$

a / d = 0.054
a = 0.054 * d
a = 0.028 m < H losa sup. = 0.2 m
As = 28.73 cm^2
# barras requeridas = 6.0 con No8:

S / A.7.8.16.4

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

Mservicio máx. CL = 36.00 t-m
z = 30500 kg/cm
dc = 5 cm
# barras colocado = **6.0 con φ No8:**
As colocado = 30.4 cm^2
A = A concreto tensión/#barras = 181 cm^2

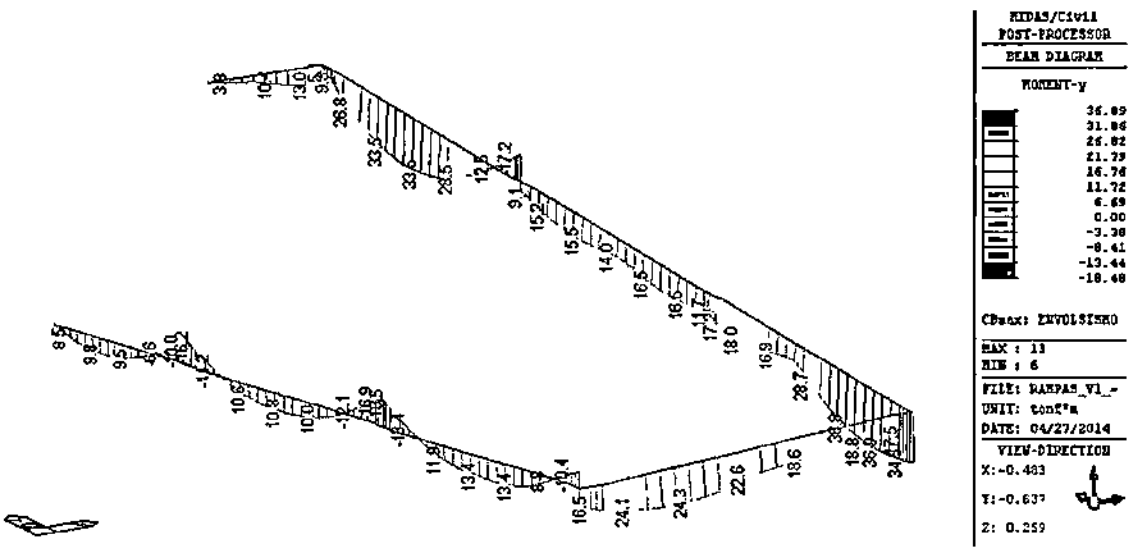
0975

fs =	3151 kg/cm^2	
0.6 fy =	2520 kg/cm^2	
Brazo :	d - a/2 =	0.51 m
	T =	70.8 ton
	fs =	2329.93 kg/cm^2 OK

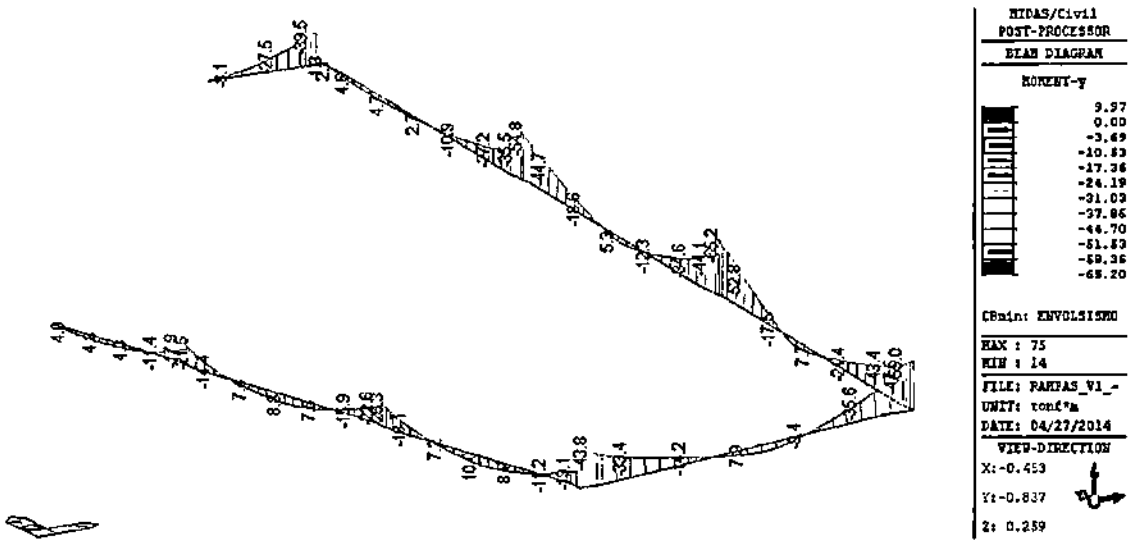
Momento de fisuración

b =	1.800 m	
d =	0.522 m	
fr =	331.32 t/m^2	
Ig =	0.01260 m^4	
Yt =	0.300 m	
Mcr =	13.92 t-m	
Mn =	16.70 t-m	
ρ min =	0.000907	OK

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



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



DISEÑO A FLEXIÓN:

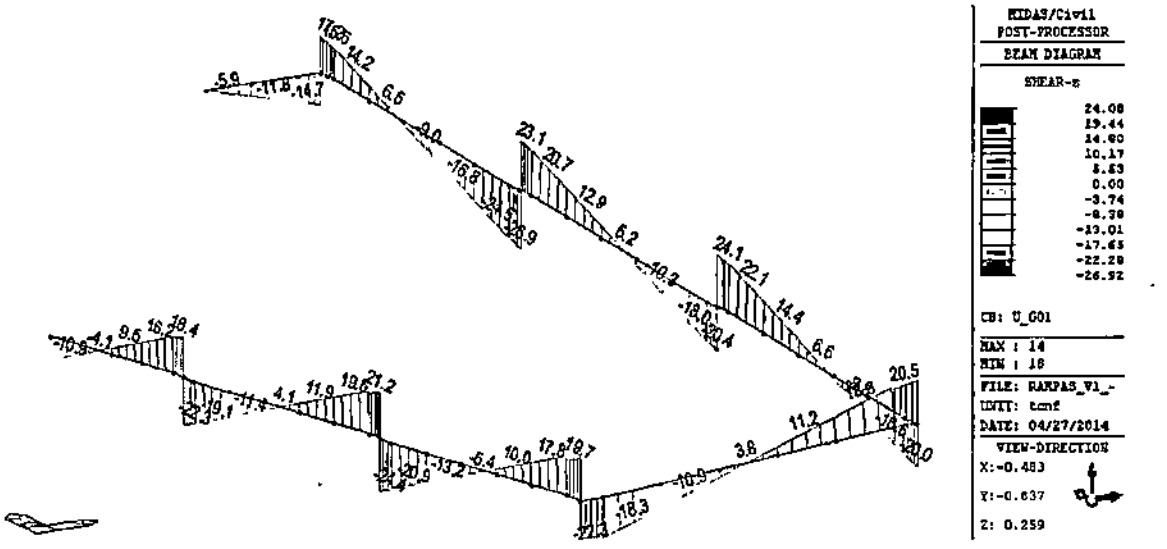
VIGA Llotal = 79.853 m

EJES	*X (m)*	*Momento Carga Muerta (t-m)*	*Momento Carga Viva (t-m)*	*Momento Último por Grupo I de cargas (t-m)*	*Envolvente Momento por Grupo VII cargas (t-m)*	*ρ*	*As (cm²)*	*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
	30.98	-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

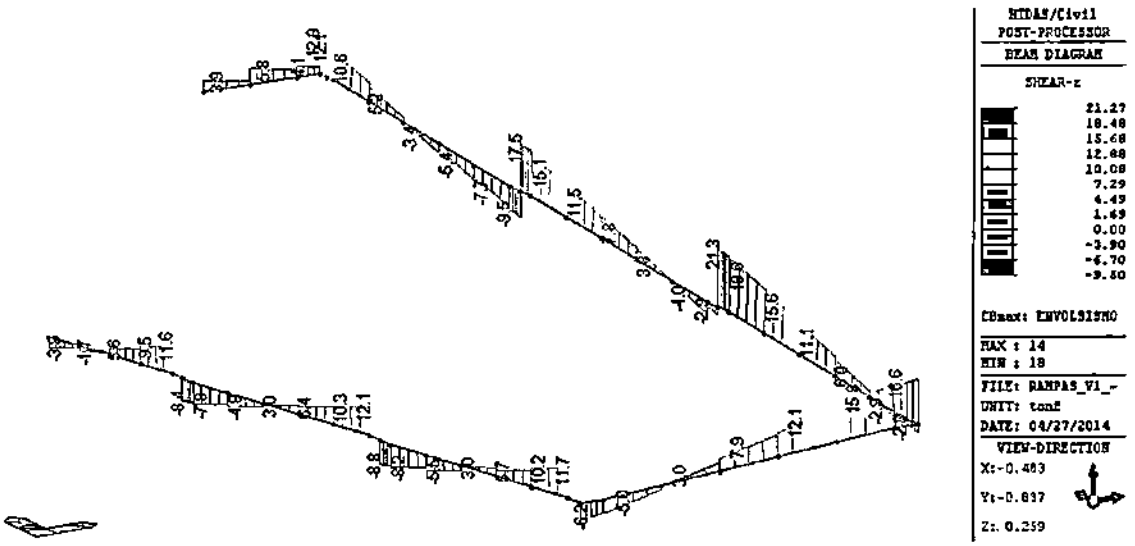
EJES	*X (m)*	*Momento Carga Muerta (t-m)*	*Momento Carga Viva (t-m)*	*Momento Último por Grupo I de cargas (t-m)*	*Envolvente Momento por Grupo VII cargas (t-m)*	*ρ*	*As (cm²)*	*Refuerzo (-) Superior y (+) Inferior*	
	63.32	-17.80	-6.50	-37.25	-44.70	0.00246	23.15	-6 No. 8	Arriba
B-2	63.92	-28.40	-9.60	-57.76	-54.80	0.00320	30.11	-8 No. 8	Arriba
	64.52	-19.00	-6.90	-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. 6	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:

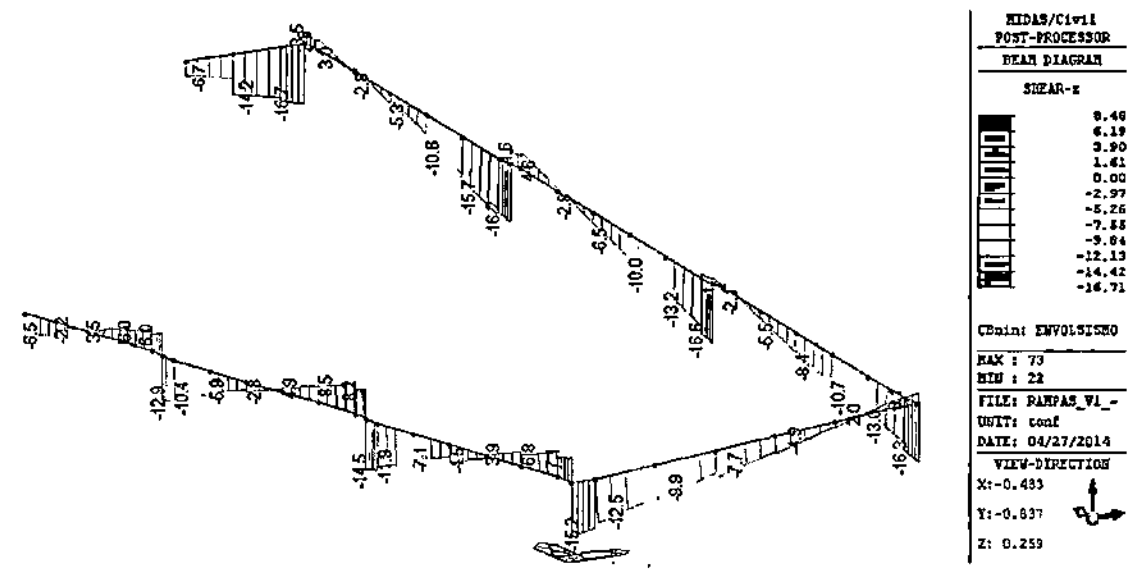
Resultados Envolvente de Cortante Máximo por Grupo I de cargas Modelo:



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



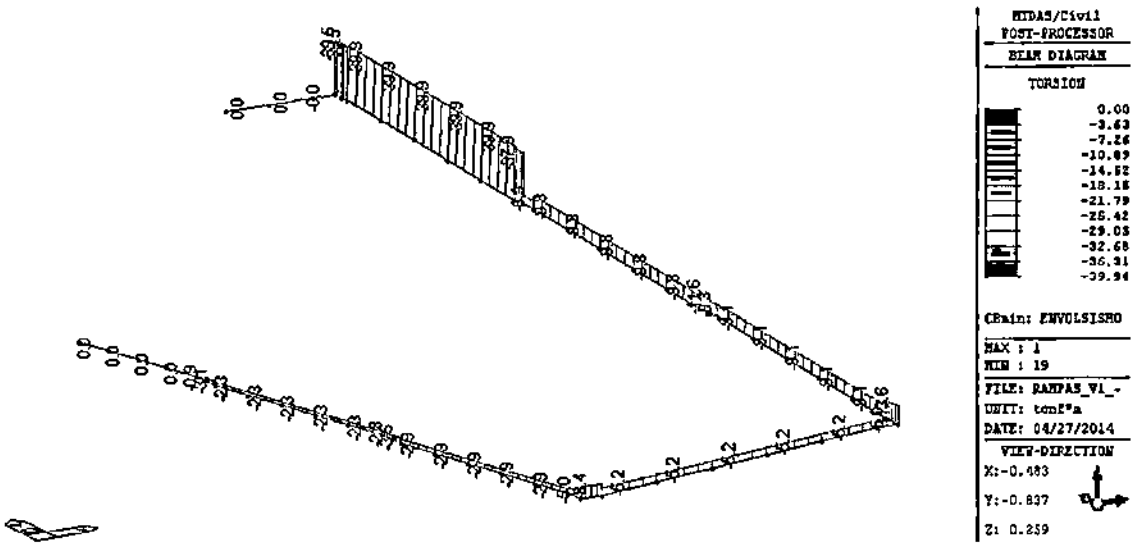
Resultados Envolvente de Cortante Mínimo por Grupo VII de cargas Modelo:



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 cm² (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:



$\phi * \sqrt{f'c} / 12 * (Acp^2 / Pcp) =$	2.54	t-m			
Torsión max. (Grupo VII cargas) =	39.90	t-m			
Cortante (Grupo 1 cargas) =	14.40	ton			
Vs =	0.00	ton			
$v (vu^2 + (Tu * Ph / (1.7 * Aoh^2))^2) =$	0.39		OK ≤	$\phi * (vc + 2*\sqrt{f'c} / 3) =$	3.75
s transversal con ε # 6 =	0.129	m			
Av+t / s =	44.11	cm^2			
S final para estribos combinados =	**0.129**	**m**		OK	

Refuerzo en las caras de las vigas:

Ref longitudinal por torsión: Al =	5.81	cm^2			
con No4:	→		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**

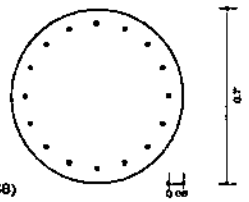
MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\RAMPAS_V1_20042014.mcb

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LFD96
Unit System tonf, m
Member Number 68
Material Data fc' = 2812.28, fy = 42184.2, fys = 42184.2 tonf/m^2
Column Height 1.3625 m
Section Property P70 (No : 2)
Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	16- #9 @	–	–

Total Rebar Area Ast = 0.0103228 m^2 (Rhost = 0.0208)



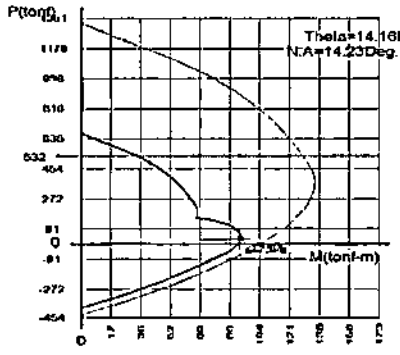
2. Applied Loads

Load Combination 5 AT (I) Point
Pu = 32.1945 tonf, Mcy = 89.2665, Mcz = 22.6353, Mc = 92.0918 tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	PhiPn-max	= 532.289 tonf	
Axial Load Ratio	Pu/PhiPn	= 32.1945 / 32.4850	= 0.991 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	Mcy/PhiMny	= 89.2665 / 90.8039	= 0.983 < 1.000 ..... O.K
	Mcz/PhiMnz	= 22.6353 / 22.9163	= 0.988 < 1.000 ..... O.K
	Mc/PhiMn	= 92.0918 / 93.6510	= 0.983 < 1.000 ..... O.K

4. P-M Interaction Diagram



PhiPn(tonf)	PhiMn(tonf-m)
665.36	0.00
511.64	38.65
420.16	50.52
339.18	58.60
271.51	64.07
215.62	67.44
173.49	67.79
149.05	73.27
125.14	83.26
70.35	92.13
-41.80	86.74
-215.90	49.01
-391.90	0.00

5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength	Vu	= 3.65984 tonf (Load Combination 7)	
Shear Strength by Conc	PhiVc	= 32.6388 tonf	
Shear Strength by Rebar	PhiVs	= 25.8092 tonf (2.0-#4 @200)	
Shear Ratio	Vu/PhiVn	= 3.65984 / 58.5480	= 0.063 < 1.000 ..... O.K

MIDAS/Civil **RC Column Checking Result**

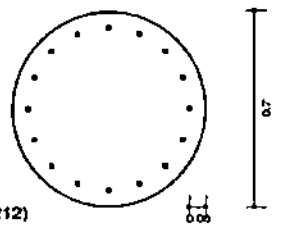
MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\RAMPAS_V1_20042014.mcb

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LFD96
Unit System tonf, m
Member Number 138
Material Data fc' = 2812.28, fy = 42184.2, fys = 42184.2 tonf/m^2
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 Ast = 0.00815482 m^2 (Rhost = 0.0212)



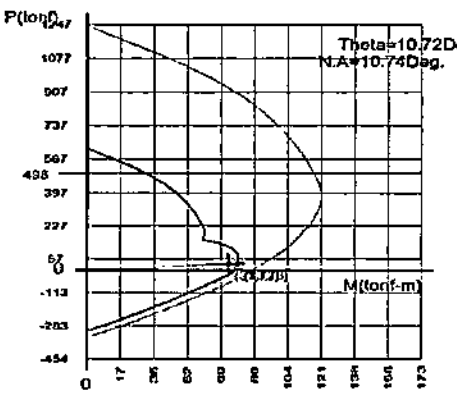
2. Applied Loads

Load Combination 5 AT (I) Point
Pu = 30.9352 tonf, Mcy = 71.6682, Mcz = 13.6341, Mc = 73.1500 tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	PhiPn-max	= 497.784 tonf	
Axial Load Ratio	Pu/PhiPn	= 30.9352 / 32.8897	= 0.941 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	Mcy/PhiMny	= 71.6682 / 76.5180	= 0.939 < 1.000 ..... O.K
	Mcz/PhiMnz	= 13.6341 / 14.4860	= 0.941 < 1.000 ..... O.K
	Mc/PhiMn	= 73.1500 / 77.8782	= 0.939 < 1.000 ..... O.K

4. P-M Interaction Diagram



PhiPn(tonf)	PhiMn(tonf-m)
622.23	0.00
484.66	33.09
399.15	46.02
324.48	53.48
262.92	57.77
212.72	60.34
174.67	60.42
150.80	63.58
131.48	71.19
88.62	77.56
-6.40	75.84
-157.91	42.46
-309.60	0.00

5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength	Vu	= 3.65984 tonf	(Load Combination 7)
Shear Strength by Conc	PhiVc	= 32.5492 tonf	
Shear Strength by Rebar	PhiVs	= 25.9092 tonf	(2.0-#4 @200)
Shear Ratio	Vu/PhiVn	= 3.65984 / 58.4584	= 0.063 < 1.000 ..... O.K

MIDAS/Civil **RC Column Checking Result**

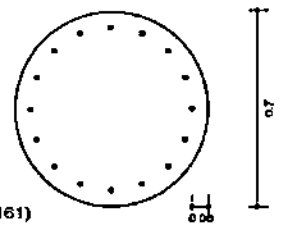
MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\RAMPAS_V1_20042014.mcb

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LFD96
Unit System tonf, m
Member Number 60
Material Data fc' = 2812.28, fy = 42184.2, fys = 42184.2 tonf/m^2
Column Height 1.4625 m
Section Property P70 (No : 2)
Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	16-#7, 7	–	–

Total Rebar Area Ast = 0.00619354 m^2 (Rhost = 0.0161)



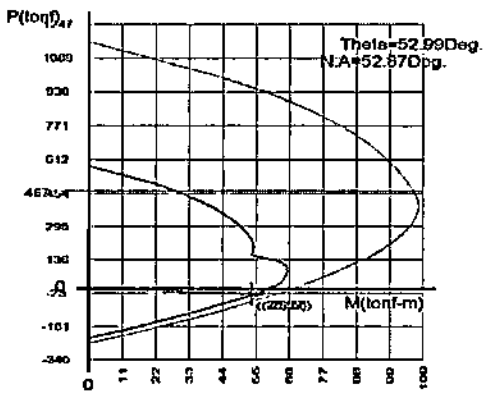
2. Applied Loads

Load Combination 2 AT (I) Point
Pu = -25.757 tonf, Mcy = 32.0466, Mcz = 42.3317, Mc = 53.0938 tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	PhiPn-max	= 466.565 tonf	
Axial Load Ratio	Pu/PhiPn	= -25.757 / -26.410	= 0.975 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	Mcy/PhiMny	= 32.0466 / 32.9726	= 0.972 < 1.000 ..... O.K
	Mcz/PhiMnz	= 42.3317 / 43.7477	= 0.968 < 1.000 ..... O.K
	Mc/PhiMn	= 53.0938 / 54.7819	= 0.969 < 1.000 ..... O.K

4. P-M Interaction Diagram



PhiPn(tonf)	PhiMn(tonf-m)
583.21	0.00
480.17	29.85
380.22	41.97
311.28	48.60
255.28	52.08
210.05	53.91
175.61	53.69
152.19	56.16
136.52	60.90
100.68	65.09
26.35	62.84
-106.27	36.35
-235.14	0.00

5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength	Vu	= 6.64388 tonf	(Load Combination 7)
Shear Strength by Conc	PhiVc	= 31.5480 tonf	
Shear Strength by Rebar	PhiVs	= 25.9092 tonf	(2.0-#4 @200)
Shear Ratio	Vu/PhiVn	= 6.64388 / 57.4572	= 0.116 < 1.000 ..... O.K

0084

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:

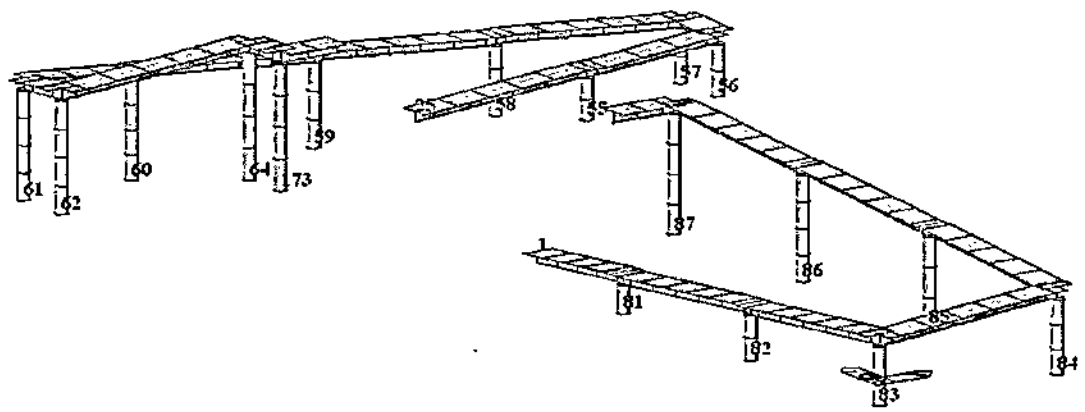


Figura 8. Numeración de los Nodos de Apoyo - Modelo

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

ANi Agencia Nacional de Infraestructura

CONCESIONARIA San Simón S.A.

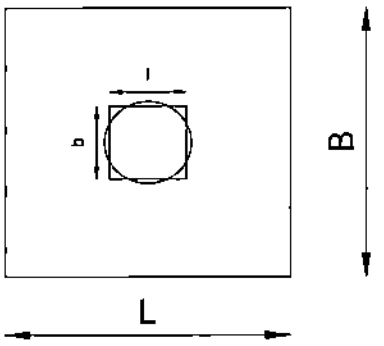
ANEXO 1 - MEMORIAS

TNM TECHNOLOGY AND MANAGEMENT LTD.

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 m^2

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

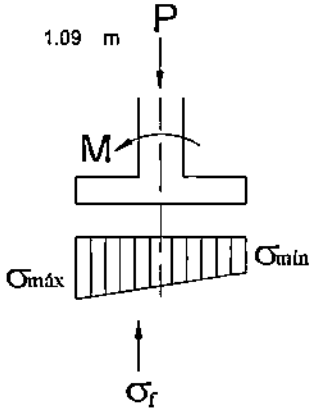
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	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 m^2 L= 1.14 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max}= 247.66 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 165 KN-m

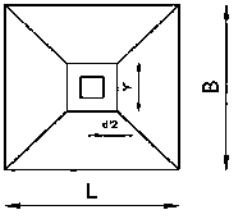
ϕM_n = 280.069 KN-m ρmin = 0.0025

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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 203 KN

Vu= 366 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

7.2 Acción como viga para sección critica 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 m

V(d) = 160 KN Vu= 288.59 KN

$$vu = \frac{288.59}{2.30 * 0.52} = 241.30 \text{ KN/m}^2$$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1398.2 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

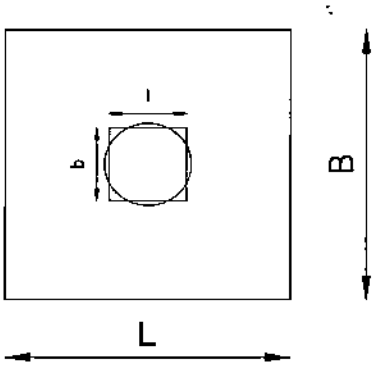
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

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
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 348.2 kN
Peso propio (14%) 48.75 kN
ΣP 397 kN

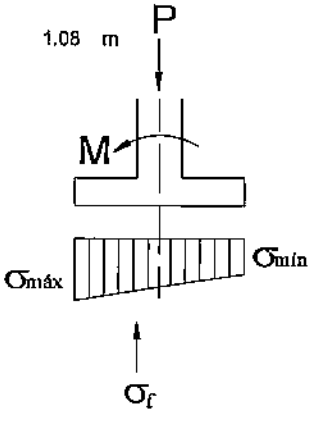
Excentricidad (e)= 1.08 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.4 m B final= 2.4 m

σ_{max}= 254.2 KN/m^2
OK



6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 198 KN-m

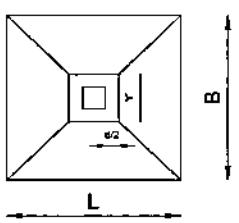
ϕM_n = 336.589 KN-m ρmin = 0.0025

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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 232 KN

Vu= 418 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² 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 m

V(d) = 197 KN Vu= 354.89 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1628.81 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

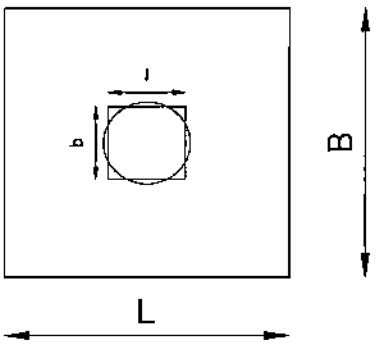
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

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

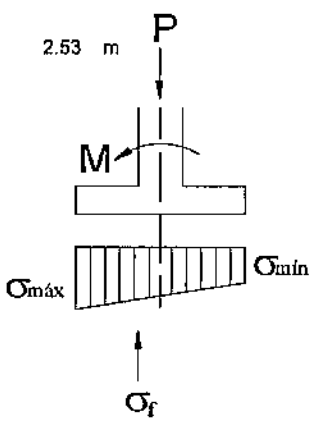
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 143.2 kN
Peso propio (14%) 20.04 kN
ΣP 163 kN

Excentricidad (e)= 2.53 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max}= 234.74 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.74-0) = 149.03$ KN/m²

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 156 KN-m

ϕM_n = 264.422 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

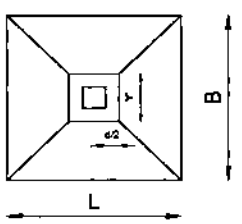
$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (234.74-0) = 175.56$ KN/m²

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 192 KN

Vu= 346 KN

$vu = \frac{345.91}{1.14 * 0.52} = 583.33$ KN/m²



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (234.74-0) = 202.10$ KN/m²

d = 0.52 m

V(d) = 151 KN Vu= 272.68 KN

$vu = \frac{272.68}{2.30 * 0.52} = 227.99$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 669.573 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

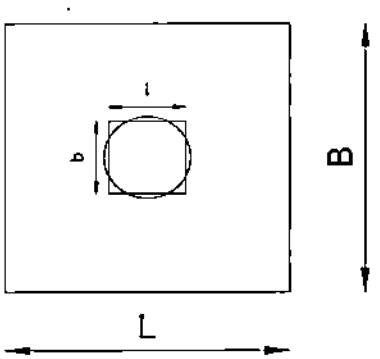
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 6
Ld= 0.3780 m > 0.32 m ld= 0.38 m 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 m^2

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/cm²=	260 kN/m²

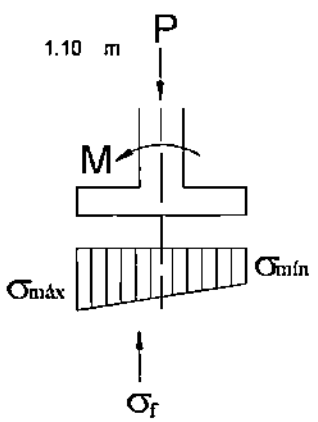
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 188.5 kN
Peso propio (14%) 26.39 kN
ΣP 215 kN

Excentricidad (e)= 1.10 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2 m B final= 2 m

σ_{max}= 231.58 KN/m²
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 90.7 KN-m

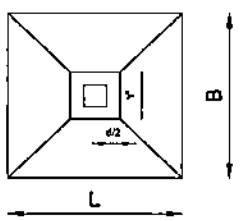
ϕM_n = 154.149 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y= 1.14

V(d/2) = 131 KN

Vu= 236 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

7.2 Acción como viga para sección critica 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 m

V(d) = 71.1 KN Vu= 127.94 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 881.63 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

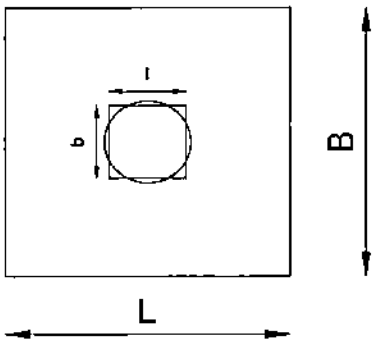
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 6
Ld= 0.3780 m > 0.32 m ld= 0.38 m 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 m^2

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

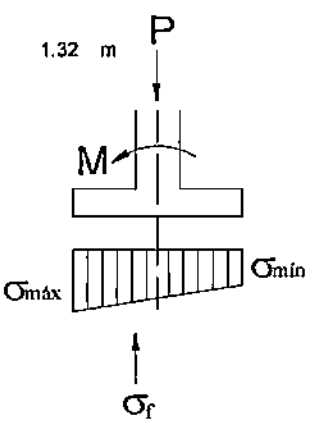
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	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 m^2 L= 1.04 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max}= 237.25 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 157 KN-m

ϕM_n = 267.462 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

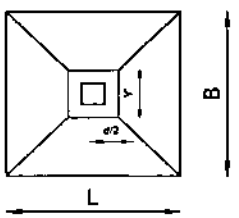
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3}(237.25-0) = 177.44 \text{ KN/m}^2$$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 194 KN

Vu= 350 KN

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² 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 m

V(d) = 153 KN Vu= 275.77 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1155.53 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

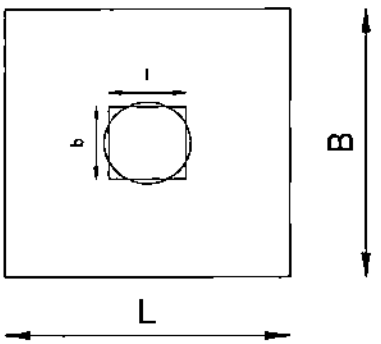
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

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

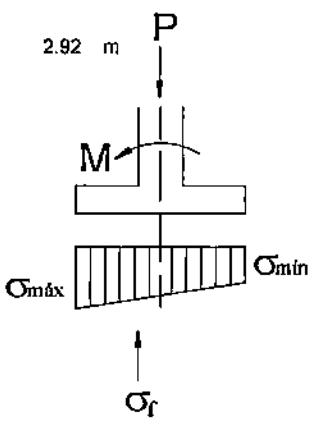
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

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 m^2 L= 0.89 m

L Final= 2.6 m B final= 2.6 m

σ_{max}= 234.89 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

σ_f= -174 + 1.61 / 2.6 (234.89--174.24) = 79.13 KN/m²

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 215 KN-m

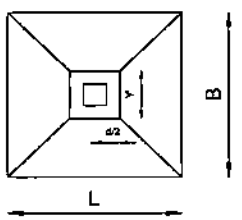
ϕM_n = 364.997 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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 + 1.870 / 2.6 (234.89--174.24) = 120.05 KN/m²



βc= 0.6 / 0.6 = 1

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 225 KN

Vu= 405 KN

vu= 405.36 / (1.14 * 0.52) = 683.59 KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)}$= -174 + 2.130 / 2.6 (234.89--174.24) = 160.96 KN/m²

d = 0.52 m

V(d) = 227 KN Vu= 407.75 KN

vu= 407.75 / (2.60 * 0.52) = 301.59 KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 841.019 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

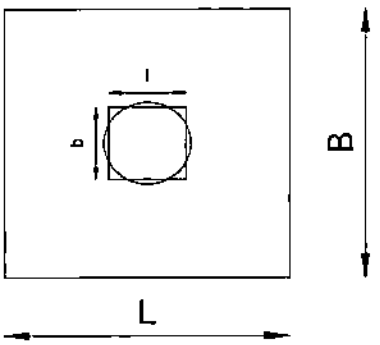
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}=	2.6 kg/cm^2=	260 kN/m^2

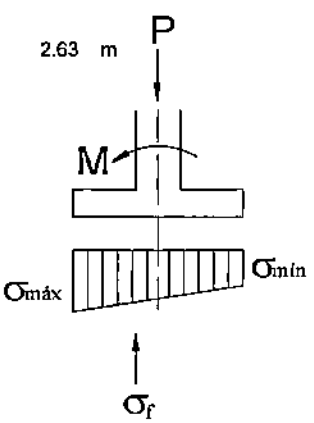
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 191.6 kN
Peso propio (14%) 26.82 kN
ΣP 218 kN

Excentricidad (e)= 2.63 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.5 m B final= 2.5 m

σ_{max}= 255.76 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.7 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 228 KN-m

ϕM_n = 388.358 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

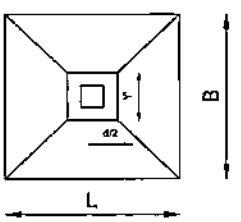
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.870}{2.5}(255.76-0) = 191.33 \text{ KN/m}^2$$

d/2 = 0.31 m Y'= 1.24

V(d/2) = 246 KN

Vu= 442 KN

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

7.2 Acción como viga para sección critica 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 m

V(d) = 180 KN Vu= 323.13 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 895.94 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

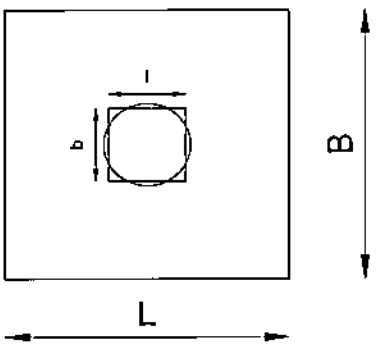
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 8
Ld= 0.5040 m > 0.427 m ld= 0.50 m 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 m^2

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/cm²=	260 kN/m²

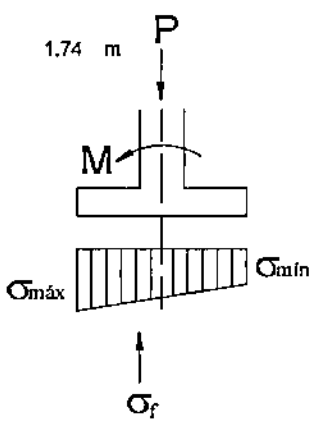
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 196.3 kN
Peso propio (14%) 27.49 kN
ΣP 224 kN

Excentricidad (e)= 1.74 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max}= 234.31 KN/m²
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.31-0) = 148.75$ KN/m²

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 155 KN-m

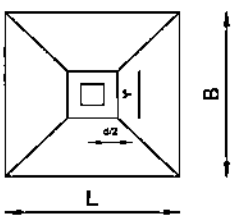
ϕM_n = 263.902 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M.(kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (234.31-0) = 175.24$ KN/m²



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 192 KN

Vu= 345 KN

$vu = \frac{345.24}{1.14 * 0.52} = 582.21$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (234.31-0) = 201.73$ KN/m²

d = 0.52 m

V(d) = 151 KN Vu= 272.15 KN

$vu = \frac{272.15}{2.30 * 0.52} = 227.55$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 918.239 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

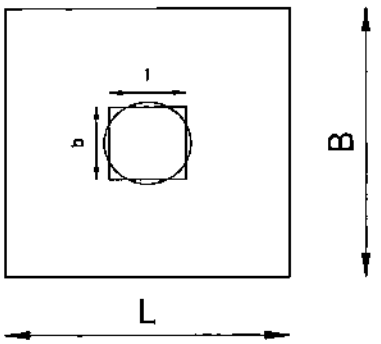
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

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

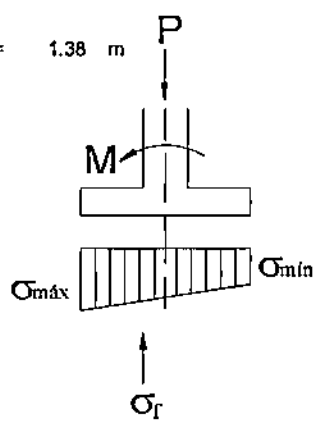
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
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

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

L Final= 2.1 m B final= 2.1 m

σ_{max}= 257.63 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 122 KN-m

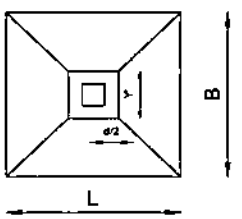
ϕM_n = 208.076 KN-m ρ_{min} = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 168 KN

Vu= 302 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

7.2 Acción como viga para sección critica 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 m

V(d) = 107 KN Vu= 192.5 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 942.959 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

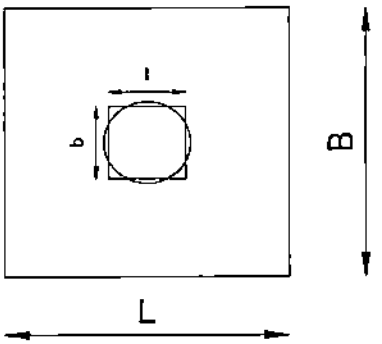
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

t= 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

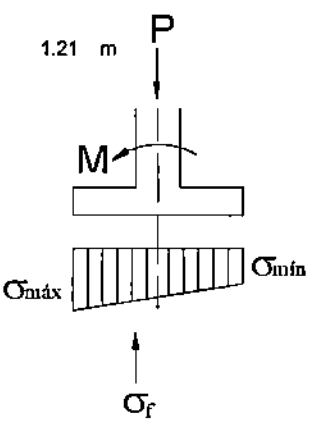
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	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

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

L Final= 2.4 m B final= 2.4 m

σ_{max}= 244.08 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 190 KN-m

ϕM_n = 322.263 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

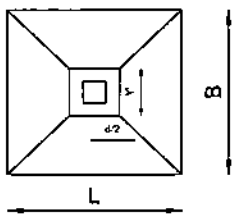
$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.4} (244.08-0) = 180.03 \ KN/m^2$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 223 KN

Vu= 401 KN

$vu = \frac{400.52}{1.14 * 0.52} = 675.43 \ KN/m^2$



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

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

d = 0.52 m

V(d) = 189 KN Vu= 339.97 KN

$vu = \frac{339.97}{2.40 * 0.52} = 272.41 \ KN/m^2$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1428.91 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

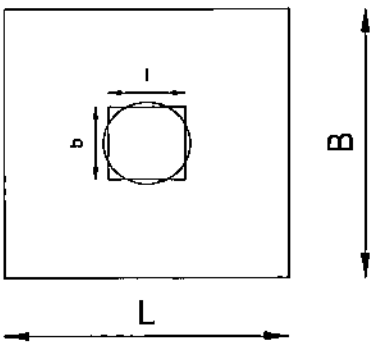
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

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

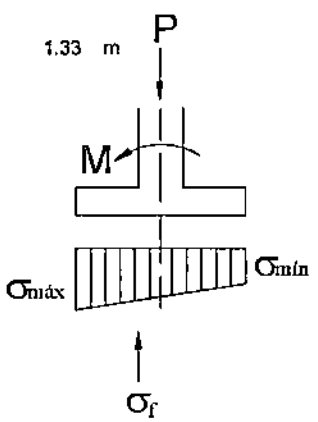
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	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 m^2 L= 0.81 m

L Final= 1.9 m B final= 1.9 m

σ_{max}= 244.26 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 78.7 KN-m

ϕM_n = 133.841 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

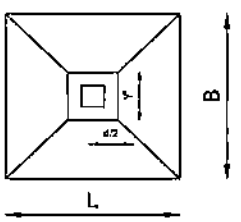
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.520}{1.9}(244.26-0) = 195.43 \text{ KN/m}^2$$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 120 KN

Vu= 216 KN

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

7.2 Acción como viga para sección critica 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 m

V(d) = 51 KN Vu= 91.824 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 694.461 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

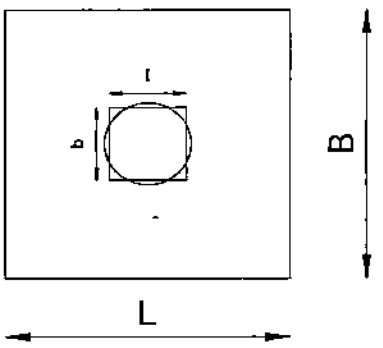
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 6
Ld= 0.3780 m > 0.32 m ld= 0.38 m 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 m^2

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/cm²=	260 kN/m²

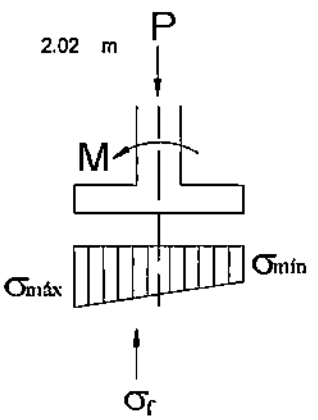
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

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 cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.73 m^2 L= 0.85 m

L Final= 2.2 m B final= 2.2 m

σ_{max}= 255.51 KN/m²
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 144 KN-m

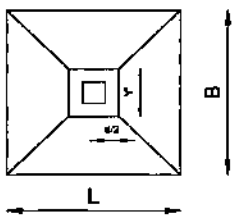
ϕM_n = 245.595 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 188 KN

Vu= 338 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

7.2 Acción como viga para sección critica 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 m

V(d) = 135 KN Vu= 242.93 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 778.386 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

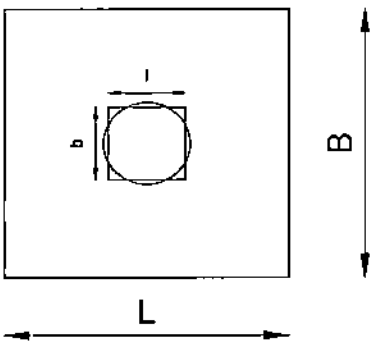
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 6
Ld= 0.3780 m > 0.32 m ld= 0.38 m 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 m^2

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/cm²=	260 kN/m²

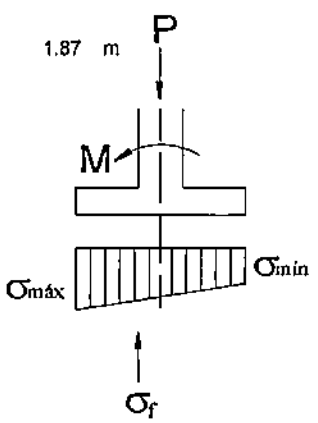
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

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 cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.83 m^2 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
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 159 KN-m

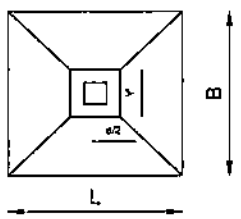
ϕM_n = 270.284 KN-m pmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 196 KN

Vu= 354 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

7.2 Acción como viga para sección critica 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 m

V(d) = 155 KN Vu= 278.64 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 883.201 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

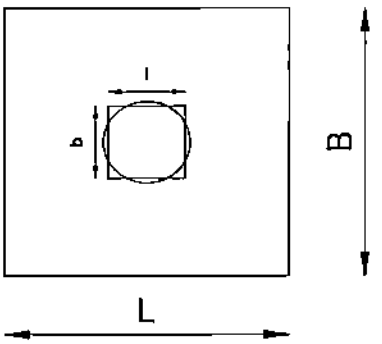
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}=	2.6 kg/cm^2=	260 kN/m^2

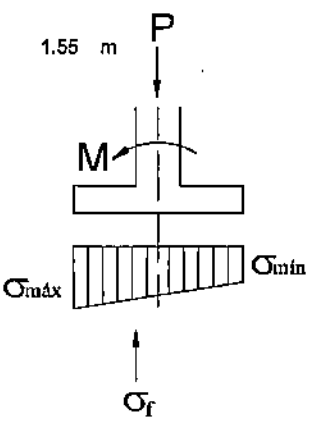
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 216 kN
Peso propio (14%) 30.24 kN
ΣP 246 kN

Excentricidad (e)= 1.55 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max}= 234.86 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_1 = 0 + \frac{1.46}{2.3}(234.86-0) = 149.10 \text{ KN/m}^2$$

H Zapata= 0.7 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 154 KN-m

ϕM_n = 261.259 KN-m pmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

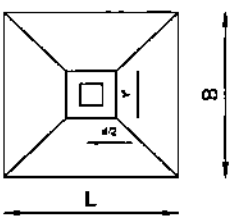
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.3}(234.86-0) = 180.76 \text{ KN/m}^2$$

d/2 = 0.31 m Y'= 1.24

V(d/2) = 181 KN

Vu= 326 KN

$$vu = \frac{325.71}{1.24 * 0.62} = 423.54 \text{ KN/m}^2$$



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

7.2 Acción como viga para sección critica 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 m

V(d) = 106 KN Vu= 189.98 KN

$$vu = \frac{189.98}{2.30 * 0.62} = 133.23 \text{ KN/m}^2$$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1010.13 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

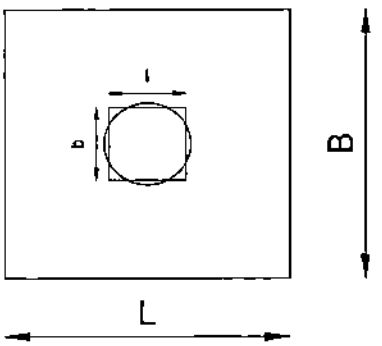
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 8
Ld= 0.5040 m > 0.427 m ld= 0.50 m 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 m^2

t= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}=	2.6 kg/cm²=	260 kN/m²

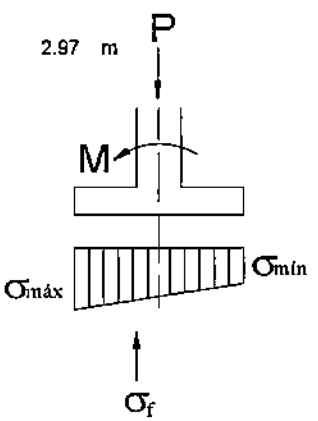
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 214.1 kN
Peso propio (14%) 29.98 kN
ΣP 244 kN

Excentricidad (e)= 2.97 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.94 m^2 L= 0.97 m

L Final= 2.7 m B final= 2.7 m

σ_{max}= 254.31 KN/m²
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_t = 0 + \frac{1.66}{2.7}(254.31-0) = 156.37 \text{ KN/m}^2$$

H Zapata= 0.7 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 299 KN-m

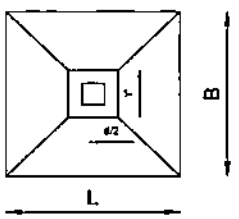
ϕM_n = 508.351 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.970}{2.7}(254.31-0) = 185.57 \text{ KN/m}^2$$



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.31 m Y= 1.24

V(d/2) = 295 KN

Vu= 531 KN

$$vu = \frac{530.75}{1.24 * 0.62} = 690.16 \text{ KN/m}^2$$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

7.2 Acción como viga para sección critica 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 m

V(d) = 249 KN Vu= 448.18 KN

$$vu = \frac{448.18}{2.70 * 0.62} = 267.73 \text{ KN/m}^2$$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1001.5 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

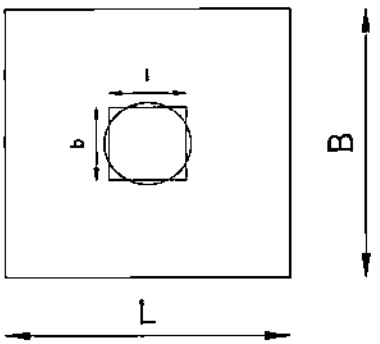
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 8
Ld= 0.5040 m > 0.427 m ld= 0.50 m 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 m^2

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

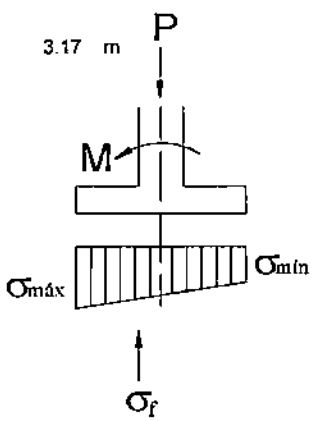
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 196 kN
Peso propio (14%) 27.44 kN
ΣP 223 kN

Excentricidad (e)= 3.17 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.9 m B final= 2.9 m

σ_{max}= 200.64 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.76}{2.9}(200.64-0) = 121.78 \text{ KN/m}^2$$

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 301 KN-m

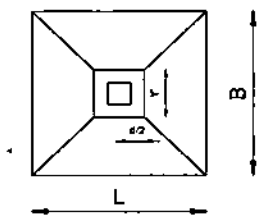
ϕM_n = 512.252 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{2.020}{2.9}(200.64-0) = 139.77 \text{ KN/m}^2$$



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 280 KN

Vu= 505 KN

$$vu = \frac{504.61}{1.14 * 0.52} = 850.97 \text{ KN/m}^2$$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

7.2 Acción como viga para sección critica 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 m

V(d) = 300 KN Vu= 539.41 KN

$$vu = \frac{539.41}{2.90 * 0.52} = 357.70 \text{ KN/m}^2$$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 916.818 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

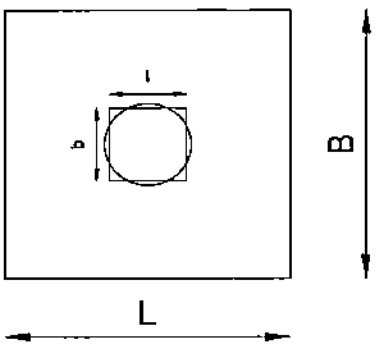
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

t= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}=	2.6 kg/cm^2=	260 kN/m^2

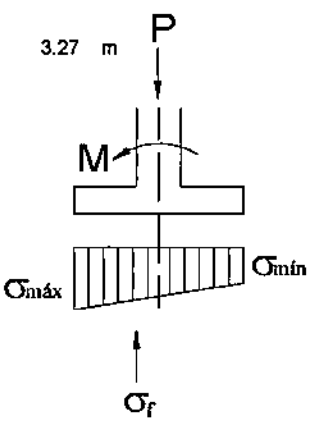
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	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

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

L Final= 2.8 m B final= 2.8 m

σ_{max}= 234.33 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.71}{2.8}(234.33-0) = 143.12 \text{ KN/m}^2$$

H Zapata= 0.7 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 311 KN-m

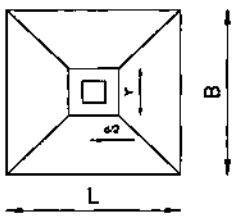
ϕM_n = 528.963 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{2.020}{2.8}(234.33-0) = 169.07 \text{ KN/m}^2$$



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.31 m Y'= 1.24

V(d/2) = 294 KN

Vu= 530 KN

$$vu = \frac{529.76}{1.24 * 0.62} = 688.87 \text{ KN/m}^2$$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² 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 m

V(d) = 263 KN Vu= 473.08 KN

$$vu = \frac{473.08}{2.80 * 0.62} = 272.51 \text{ KN/m}^2$$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 940.158 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 8
Ld= 0.5040 m > 0.427 m ld= 0.50 m OK

ANi Agencia Nacional de Infraestructura

CONCESIONARIA San Simón S.A.

PROYECTO

ESTUDIOS Y DISEÑOS

PROYECTO DE CONCESIÓN,

AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER

TNM 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
173	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	UG7-X	-3.31	-13.75	4.18	0.00	0.00	0.00
25	UG7-X	-34.89	-4.05	4.66	0.00	0.00	0.00
55	UG7-X	-10.84	-13.64	20.31	-33.52	-10.61	-1.39
56	UG7-X	-6.03	-11.84	-2.59	-18.55	-7.45	-9.44
57	UG7-X	-28.14	-9.19	6.52	-14.13	-54.32	-11.05
58	UG7-X	-2.66	-5.91	17.18	-21.50	-8.25	0.00
59	UG7-X	-2.64	-6.91	18.50	-30.00	-9.62	0.00
60	UG7-X	-9.18	-9.16	16.31	-38.95	-26.52	-6.65
61	UG7-X	-6.10	-12.07	-9.64	-37.65	-20.45	-5.23
62	UG7-X	-6.47	-11.77	-0.40	-38.26	-26.54	-4.48
64	UG7-X	-9.67	-10.31	-3.19	-33.20	-32.50	-5.61
81	UG7-X	-11.70	-6.06	19.37	-0.44	-22.88	-3.05
82	UG7-X	-16.48	-3.77	22.85	-1.36	-40.93	-2.98
83	UG7-X	-17.75	4.93	17.50	-8.75	-46.01	-3.92
84	UG7-X	-22.26	-10.91	14.78	-34.99	-47.03	-6.33
85	UG7-X	-14.34	-14.85	23.97	-24.52	-65.44	-9.04
86	UG7-X	-16.47	-6.41	25.74	-19.87	-83.01	-3.70
87	UG7-X	-7.22	-1.77	9.56	-6.79	-41.63	0.00
173	UG7-X	-3.25	-10.03	-7.24	-33.44	-18.31	-5.97
1	UG7-Y	-3.36	-27.23	3.09	0.00	0.00	0.00
25	UG7-Y	-18.77	-7.68	6.01	0.00	0.00	0.00
55	UG7-Y	-8.30	-17.92	21.47	-43.65	-7.72	-3.06
56	UG7-Y	-7.15	-13.90	-5.35	-22.64	-8.20	-6.61
57	UG7-Y	-24.22	-11.99	2.14	-18.83	-42.69	-13.48
58	UG7-Y	-1.60	-12.18	20.35	-44.12	-5.24	0.00
59	UG7-Y	-1.48	-14.92	21.16	-65.06	-5.71	0.00
60	UG7-Y	-5.04	-16.04	18.56	-68.76	-15.33	-14.54
61	UG7-Y	-3.39	-13.39	-12.28	-41.98	-11.89	-8.37
62	UG7-Y	-5.12	-13.18	-5.63	-42.79	-22.35	-5.25
64	UG7-Y	-8.38	-14.09	-12.77	-46.36	-28.47	-3.68

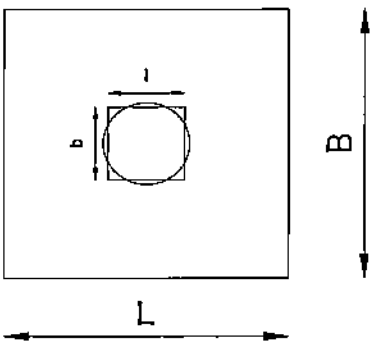
Node	Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	MX (tonf*m)	MY (tonf*m)	MZ (tonf*m)
81	UG7-Y	-6.84	-8.52	18.19	-2.81	-12.98	-1.99
82	UG7-Y	-9.22	-6.16	22.02	-4.41	-22.43	-1.80
83	UG7-Y	-8.56	3.50	18.13	-10.62	-24.62	-6.59
84	UG7-Y	-13.92	-26.92	15.70	-77.39	-28.57	-4.77
85	UG7-Y	-8.20	-30.81	21.70	-65.03	-34.75	-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	-0.60
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 m^2

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

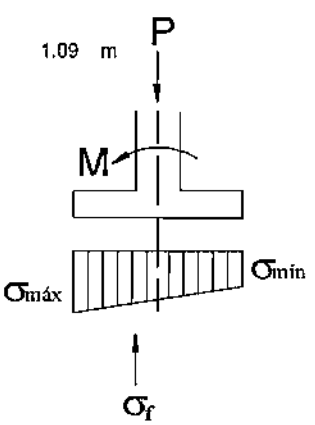
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	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 m^2 L= 1.14 m

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max}= 247.66 KN/m^2
OK

0127

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

σ_f= 0 + 1.46 / 2.3 (247.66-0) = 157.23 KN/m²

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 165 KN-m

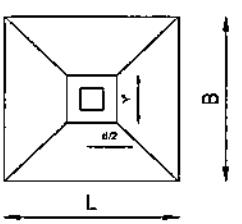
ϕM_n = 280.069 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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 + 1.720 / 2.3 (247.66-0) = 185.23 KN/m²



βc= 0.6 / 0.6 = 1

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 203 KN

Vu= 366 KN

vu= 366.19 / (1.14 * 0.52) = 617.54 KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)}$= 0 + 1.980 / 2.3 (247.66-0) = 213.22 KN/m²

d = 0.52 m

V(d) = 160 KN Vu= 288.59 KN

vu= 288.59 / (2.30 * 0.52) = 241.30 KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1398.2 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

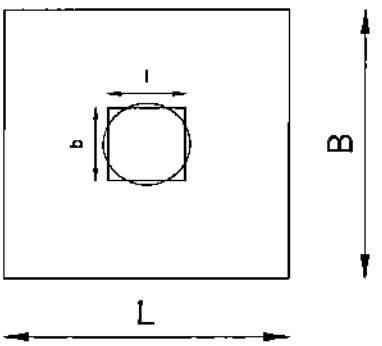
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

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

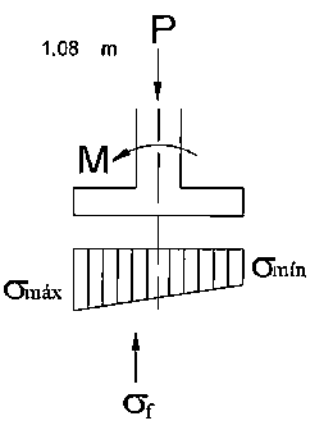
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	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 m^2 L= 1.24 m

L Final= 2.4 m B final= 2.4 m

$\sigma_{máx}$= 254.2 KN/m^2
OK

0129

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$\sigma_f = 0 + \frac{1.51}{2.4} (254.2-0) = 159.95$ KN/m²

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 198 KN-m

ϕM_n = 336.589 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

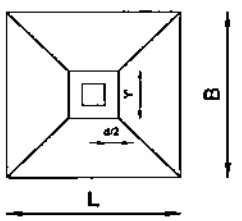
$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.4} (254.2-0) = 187.49$ KN/m²

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 232 KN

Vu= 418 KN

$vu = \frac{418.16}{1.14 * 0.52} = 705.17$ KN/m²



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.030}{2.4} (254.2-0) = 215.03$ KN/m²

d = 0.52 m

V(d) = 197 KN Vu= 354.89 KN

$vu = \frac{354.89}{2.40 * 0.52} = 284.37$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1628.81 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

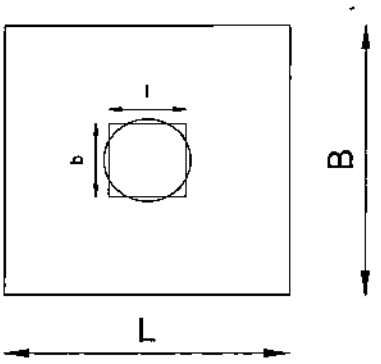
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

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/cm²=	260 kN/m²

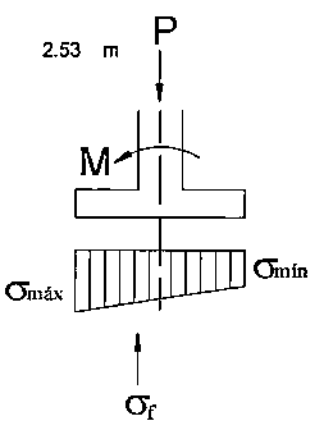
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 143.2 kN
Peso propio (14%) 20.04 kN
ΣP 163 kN

Excentricidad (e)= 2.53 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.63 m^2 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
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 156 KN-m

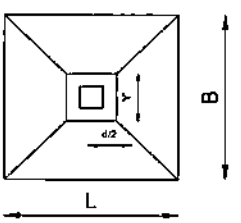
ϕM_n = 264.422 KN-m ρmin = 0.0025

Mómento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y= 1.14

V(d/2) = 192 KN

Vu= 346 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² 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 m

V(d) = 151 KN Vu= 272.68 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 669.573 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

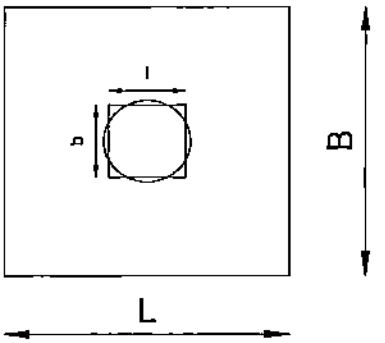
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 6
Ld= 0.3780 m > 0.32 m ld= 0.38 m 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 m^2

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

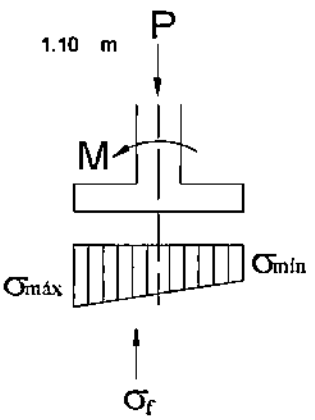
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 188.5 kN
Peso propio (14%) 26.39 kN
ΣP 215 kN

Excentricidad (e)= 1.10 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2 m B final= 2 m

σ_{max}= 231.58 KN/m^2
OK

0133

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 90.7 KN-m

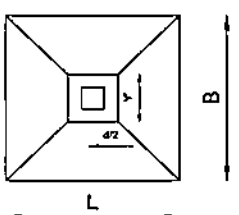
ϕM_n = 154.149 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 131 KN

Vu= 236 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² 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 m

V(d) = 71.1 KN Vu= 127.94 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 881.63 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

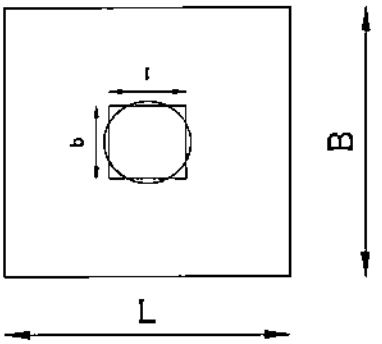
Barra de refuerzo de la columna = # 6
Ld= 0.3780 m > 0.32 m ld= 0.38 m OK

0134

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 m^2

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/cm²=	260 kN/m²

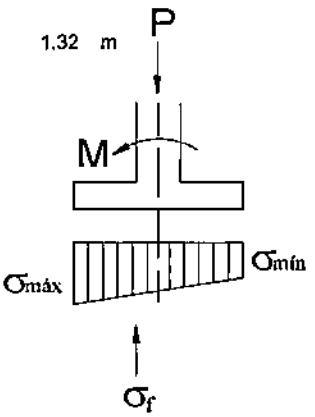
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	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 m^2 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
fy =	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

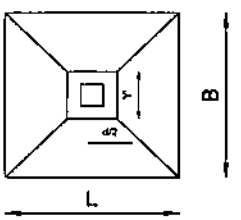
ϕM_n = 267.462 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y= 1.14

V(d/2) = 194 KN

Vu= 350 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² 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 m

V(d) = 153 KN Vu= 275.77 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1155.53 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

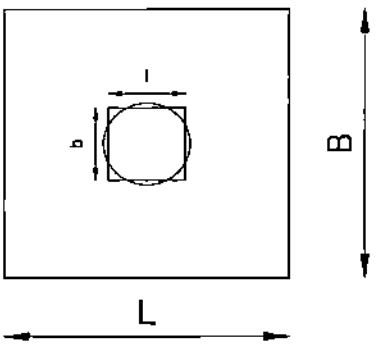
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

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/cm²=	260 kN/m²

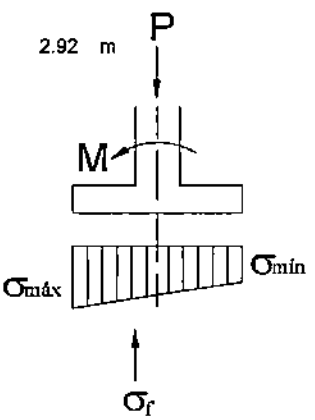
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

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 m^2 L= 0.89 m

L Final= 2.6 m B final= 2.6 m

σ_{max}= 234.89 KN/m²
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 215 KN-m

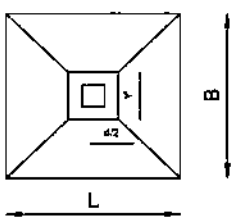
ϕM_n = 364.997 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y= 1.14

V(d/2) = 225 KN

Vu= 405 KN

$$vu = \frac{405.36}{1.14 * 0.52} = 683.59 \ KN/m^2$$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

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

d = 0.52 m

V(d) = 227 KN Vu= 407.75 KN

$$vu = \frac{407.75}{2.60 * 0.52} = 301.59 \ KN/m^2$$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 841.019 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

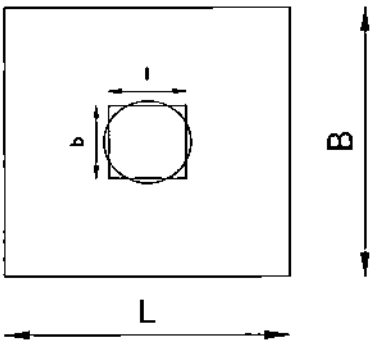
Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m OK

0138

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 m^2

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}=	2.6 kg/cm^2=	260 kN/m^2

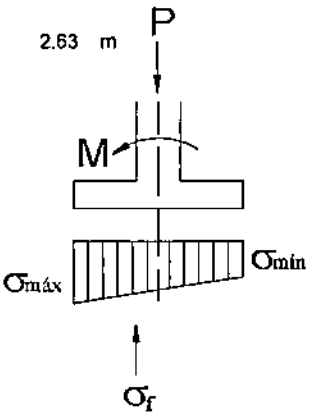
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 191.6 kN
Peso propio (14%) 26.82 kN
ΣP 218 kN

Excentricidad (e)= 2.63 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.5 m B final= 2.5 m

σ_{max}= 255.76 KN/m^2
OK

0139

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$\sigma_f = 0 + \frac{1.56}{2.5} (255.76-0) = 159.61$ KN/m²

H Zapata= 0.7 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 228 KN-m

ϕM_n = 388.358 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

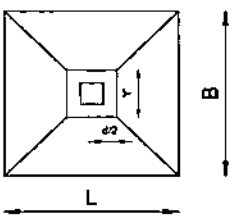
$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.670}{2.5} (255.76-0) = 191.33$ KN/m²

d/2 = 0.31 m Y'= 1.24

V(d/2) = 246 KN

Vu= 442 KN

$vu = \frac{442.40}{1.24 * 0.62} = 575.28$ KN/m²



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.180}{2.5} (255.76-0) = 223.04$ KN/m²

d = 0.62 m

V(d) = 180 KN Vu= 323.13 KN

$vu = \frac{323.13}{2.50 * 0.62} = 208.47$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 895.94 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

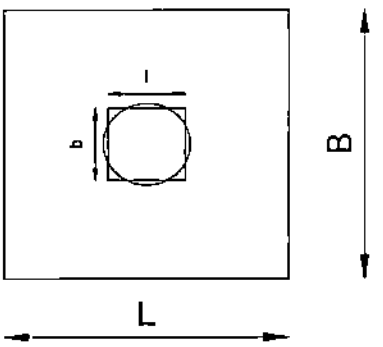
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 8
Ld= 0.5040 m > 0.427 m ld= 0.50 m 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 m^2

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
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 196.3 kN
Peso propio (14%) 27.49 kN
ΣP 224 kN

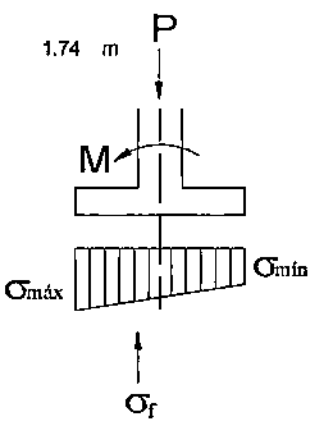
Excentricidad (e)= 1.74 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max}= 234.31 KN/m^2
OK



0141

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3} (234.31-0) = 148.75$ KN/m²

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 155 KN-m

ϕM_n = 263.902 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

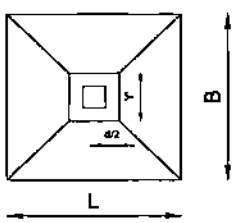
$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3} (234.31-0) = 175.24$ KN/m²

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 192 KN

Vu= 345 KN

$vu = \frac{345.24}{1.14 * 0.52} = 582.21$ KN/m²



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3} (234.31-0) = 201.73$ KN/m²

d = 0.52 m

V(d) = 151 KN Vu= 272.15 KN

$vu = \frac{272.15}{2.30 * 0.52} = 227.55$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 918.239 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

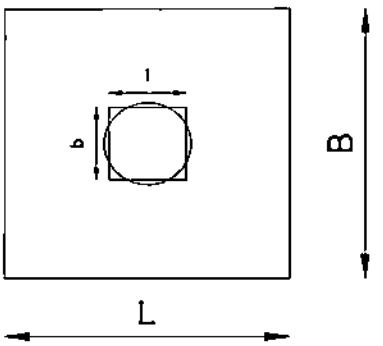
Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m OK

0142

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 m^2

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
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

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

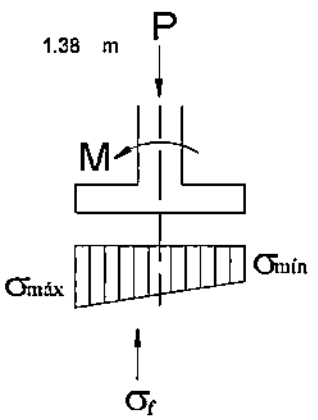
Excentricidad (e)= 1.38 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.1 m B final= 2.1 m

σ_{max}= 257.63 KN/m^2
OK



0143

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 122 KN-m

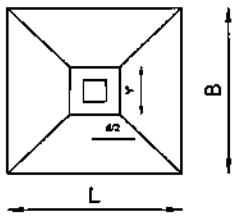
ϕM_n = 208.076 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	p	As (cm²)	(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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y= 1.14

V(d/2) = 168 KN

Vu= 302 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² 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 m

V(d) = 107 KN Vu= 192.5 KN

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

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 942.959 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

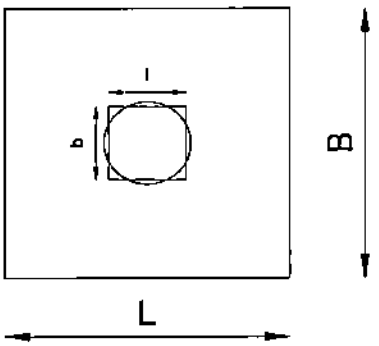
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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 m^2

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
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

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

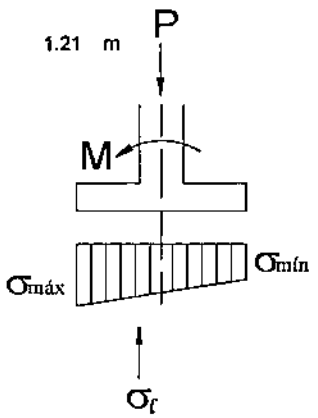
Excentricidad (e)= 1.21 m

Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.4 m B final= 2.4 m

σ_{max}= 244.08 KN/m^2
OK



0145

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$\sigma_f = 0 + \frac{1.51}{2.4} (244.08-0) = 153.59$ KN/m²

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 190 KN-m

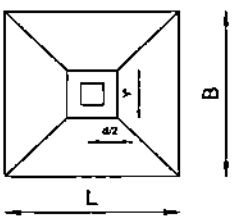
ϕM_n = 322.263 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.770}{2.4} (244.08-0) = 180.03$ KN/m²



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y= 1.14

V(d/2) = 223 KN

Vu= 401 KN

$vu = \frac{400.52}{1.14 * 0.52} = 675.43$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.030}{2.4} (244.08-0) = 206.47$ KN/m²

d = 0.52 m

V(d) = 189 KN Vu= 339.97 KN

$vu = \frac{339.97}{2.40 * 0.52} = 272.41$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1428.91 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

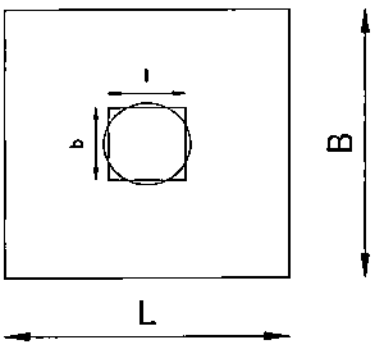
Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m OK

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 m^2

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

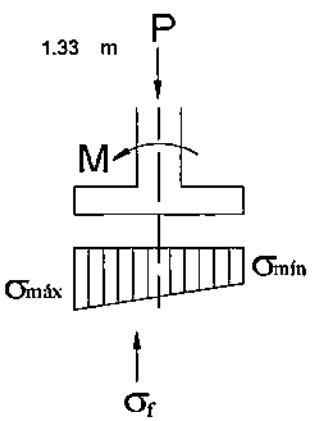
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	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 m^2 L= 0.81 m

L Final= 1.9 m B final= 1.9 m

σ_{max}= 244.26 KN/m^2
OK

0148

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

σ_f= 0 + 1.26 / 1.9 (244.26-0) = 162.01 KN/m²

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 78.7 KN-m

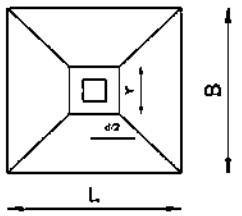
ϕM_n = 133.841 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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 + 1.520 / 1.9 (244.26-0) = 195.43 KN/m²



d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 120 KN

Vu= 216 KN

vu= 215.53 / (1.14 * 0.52) = 363.47 KN/m²

βc= 0.6 / 0.6 = 1

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)}$= 0 + 1.780 / 1.9 (244.26-0) = 228.86 KN/m²

d = 0.52 m

V(d) = 51 KN Vu= 91.824 KN

vu= 91.82 / (1.90 * 0.52) = 92.94 KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 694.461 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

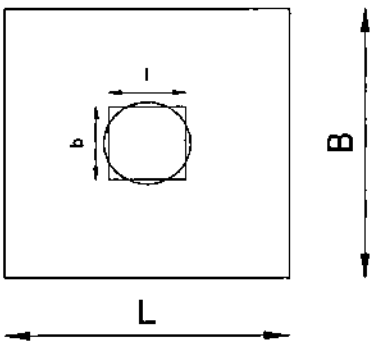
Barra de refuerzo de la columna = # 6
Ld= 0.3780 m > 0.32 m ld= 0.38 m OK

0149

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 m^2

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

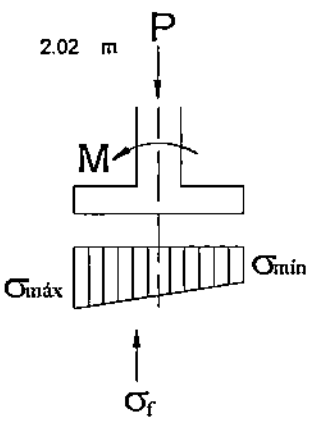
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

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 cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.73 m^2 L= 0.85 m

L Final= 2.2 m B final= 2.2 m

σ_{max}= 255.51 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$\sigma_t = 0 + \frac{1.41}{2.2} (255.51-0) = 163.78$ KN/m²

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 144 KN-m

ϕM_n = 245.595 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

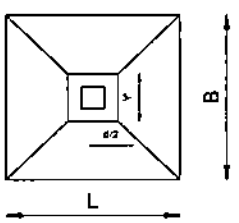
$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.670}{2.2} (255.51-0) = 193.98$ KN/m²

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 188 KN

Vu= 338 KN

$vu = \frac{338.11}{1.14 * 0.52} = 570.18$ KN/m²



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.930}{2.2} (255.51-0) = 224.17$ KN/m²

d = 0.52 m

V(d) = 135 KN Vu= 242.93 KN

$vu = \frac{242.93}{2.20 * 0.52} = 212.35$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 778.386 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

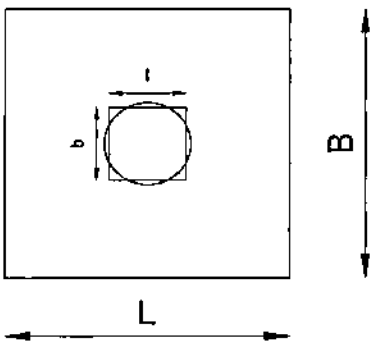
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 6
Ld= 0.3780 m > 0.32 m ld= 0.38 m 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 m^2

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

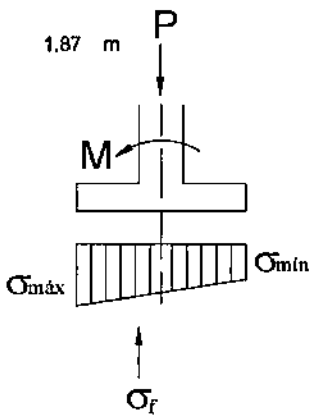
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

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

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max}= 239.58 KN/m^2
OK

0152

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$\sigma_f = 0 + \frac{1.46}{2.3}(239.58-0) = 152.10$ KN/m²

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 159 KN-m

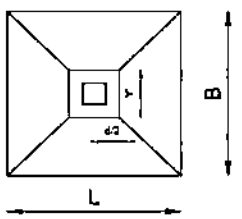
ϕM_n = 270.284 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.720}{2.3}(239.58-0) = 179.18$ KN/m²



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 196 KN

Vu= 354 KN

$vu = \frac{353.50}{1.14 * 0.52} = 596.14$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{1.980}{2.3}(239.58-0) = 206.27$ KN/m²

d = 0.52 m

V(d) = 155 KN Vu= 278.64 KN

$vu = \frac{278.64}{2.30 * 0.52} = 232.98$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 883.201 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

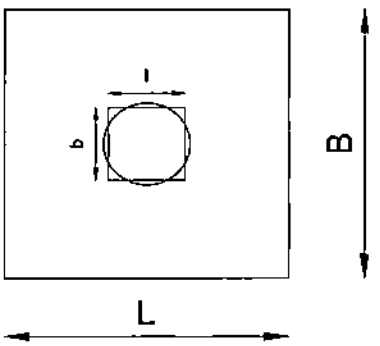
Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m OK

0153

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 m^2

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}=	2.6 kg/cm^2=	260 kN/m^2

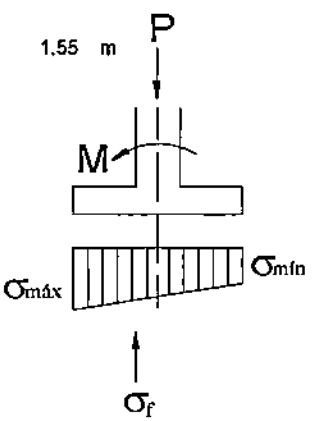
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 216 kN
Peso propio (14%) 30.24 kN
ΣP 246 kN

Excentricidad (e)= 1.55 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.3 m B final= 2.3 m

σ_{max}= 234.86 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

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

H Zapata= 0.7 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 154 KN-m

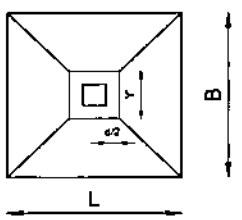
ϕM_n = 261.259 KN-m ρmin = 0.0025

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

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



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.31 m Y= 1.24

V(d/2) = 181 KN

Vu= 326 KN

$vu = \frac{325.71}{1.24 * 0.62} = 423.54 \ KN/m^2$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m^2 OK

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

$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.080}{2.3} (234.86-0) = 212.41 \ KN/m^2$

d = 0.62 m

V(d) = 106 KN Vu= 189.98 KN

$vu = \frac{189.98}{2.30 * 0.62} = 133.23 \ KN/m^2$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m^2 OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1010.13 KN/m^2 < 47600 KN/m^2 Ok

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

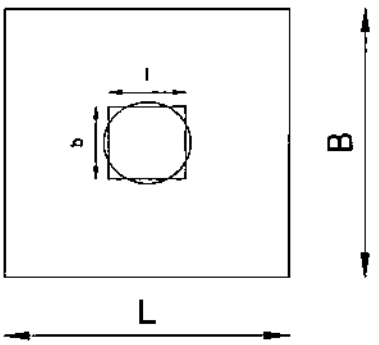
Barra de refuerzo de la columna = # 8
Ld= 0.5040 m > 0.427 m ld= 0.50 m OK

0155

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 m^2

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}=	2.6 kg/cm²=	260 kN/m²

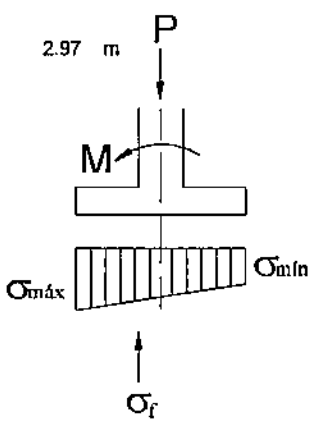
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 214.1 kN
Peso propio (14%) 29.98 kN
ΣP 244 kN

Excentricidad (e)= 2.97 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

Area de cimentacion= $\frac{\Sigma P}{\sigma_{adm}}$ = 0.94 m^2 L= 0.97 m

L Final= 2.7 m B final= 2.7 m

σ_{max}= 254.31 KN/m²
OK

0156

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$\sigma_f = 0 + \frac{1.66}{2.7} (254.31-0) = 156.37$ KN/m²

H Zapata= 0.7 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 299 KN-m

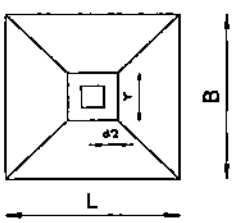
ϕM_n = 508.351 KN-m ρmin = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{1.970}{2.7} (254.31-0) = 185.57$ KN/m²



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.31 m Y'= 1.24

V(d/2) = 295 KN

Vu= 531 KN

$vu = \frac{530.75}{1.24 * 0.62} = 690.16$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.280}{2.7} (254.31-0) = 214.77$ KN/m²

d = 0.62 m

V(d) = 249 KN Vu= 448.18 KN

$vu = \frac{448.18}{2.70 * 0.62} = 267.73$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 1001.5 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

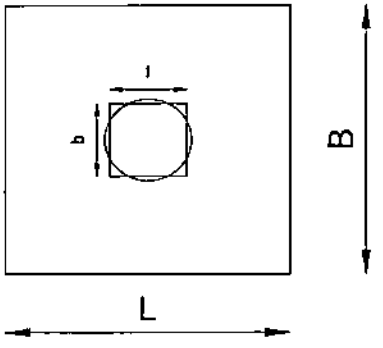
Barra de refuerzo de la columna = # 8
Ld= 0.5040 m > 0.427 m ld= 0.50 m OK

0157

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 m^2

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

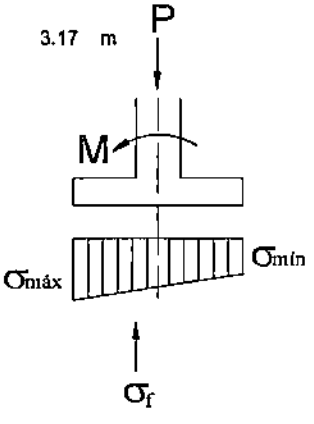
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa

5 -Area de cimentacion

Columnas 196 kN
Peso propio (14%) 27.44 kN
ΣP 223 kN

Excentricidad (e)= 3.17 m



Suponiendo reacción uniforme del Terreno

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

L Final= 2.9 m B final= 2.9 m

σ_{max}= 200.64 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$\sigma_t = 0 + \frac{1.76}{2.9} (200.64-0) = 121.78$ KN/m²

H Zapata= 0.6 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 301 KN-m

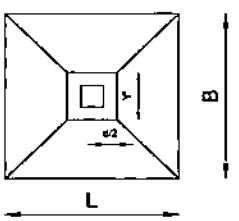
ϕM_n = 512.252 KN-m ρmín = 0.0025

Momento	M (kN-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm²)	(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

$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{2.020}{2.9} (200.64-0) = 139.77$ KN/m²



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

d/2 = 0.26 m Y'= 1.14

V(d/2) = 280 KN

Vu= 505 KN

$vu = \frac{504.61}{1.14 * 0.52} = 850.97$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m² OK

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

$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.280}{2.9} (200.64-0) = 157.76$ KN/m²

d = 0.52 m

V(d) = 300 KN Vu= 539.41 KN

$vu = \frac{539.41}{2.90 * 0.52} = 357.70$ KN/m²

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m² OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 916.818 KN/m² < 47600 KN/m² Ok

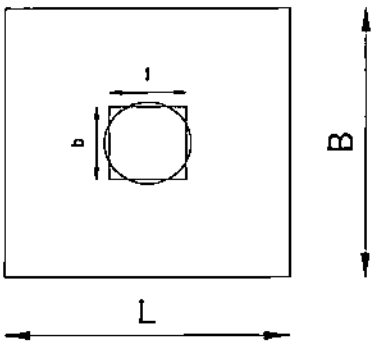
8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 7
Ld= 0.4410 m > 0.373 m ld= 0.44 m 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	50.60	508	7.70	77	21.5	215



2 -Dimensiones Columna

Diametro= 0.7 m
Area= 0.38 m^2

l= 0.62 m
b= 0.62 m

Barra de refuerzo de la columna = # 8

3 -Esfuerzo admisible del terreno

σ_{adm}=	2.6 kg/cm^2=	260 kN/m^2

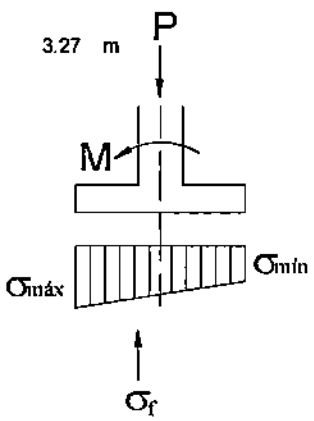
4 -Materiales

f'c =	28 MPa
fy =	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

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

L Final= 2.8 m B final= 2.8 m

σ_{max}= 234.33 KN/m^2
OK

6 -Analisis de Flexión

f'c =	28 MPa
fy =	420 MPa
ϕ	0.9

$$\sigma_f = 0 + \frac{1.71}{2.8}(234.33-0) = 143.12 \ KN/m^2$$

H Zapata= 0.7 m
Recubrimiento= 0.08 m
M en el borde de la columna = 311 KN-m

ϕM_n = 528.963 KN-m ρmin = 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

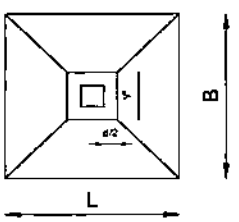
$$\sigma_{(d/2)} = 0 + \frac{2.020}{2.8}(234.33-0) = 169.07 \ KN/m^2$$

d/2 = 0.31 m Y'= 1.24

V(d/2) = 294 KN

Vu= 530 KN

$$vu = \frac{529.76}{1.24 * 0.62} = 688.87 \ KN/m^2$$



$\beta c = \frac{0.6}{0.6} = 1$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 1.50 MPA = 1499 KN/m^2 OK

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

$$\sigma_{(d)} = 0 + \frac{2.330}{2.8}(234.33-0) = 195.01 \ KN/m^2$$

d = 0.62 m

V(d) = 263 KN Vu= 473.08 KN

$$vu = \frac{473.08}{2.80 * 0.62} = 272.51 \ KN/m^2$$

ϕ= 0.85 CCDSP
ϕvc= 0.75 MPA = 749.6 KN/m^2 OK

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

8.1 Presión de contacto

fb= 940.158 KN/m^2 < 47600 KN/m^2 Ok

8.2 Longitud de refuerzo de la columna

Barra de refuerzo de la columna = # 8
Ld= 0.5040 m > 0.427 m ld= 0.50 m OK

4.11 CALCULO DE DEFLEXIONES

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.

11.70/1000 =0.0117 m máx. Deflexión.

Max deflexión = 0.008 m OK

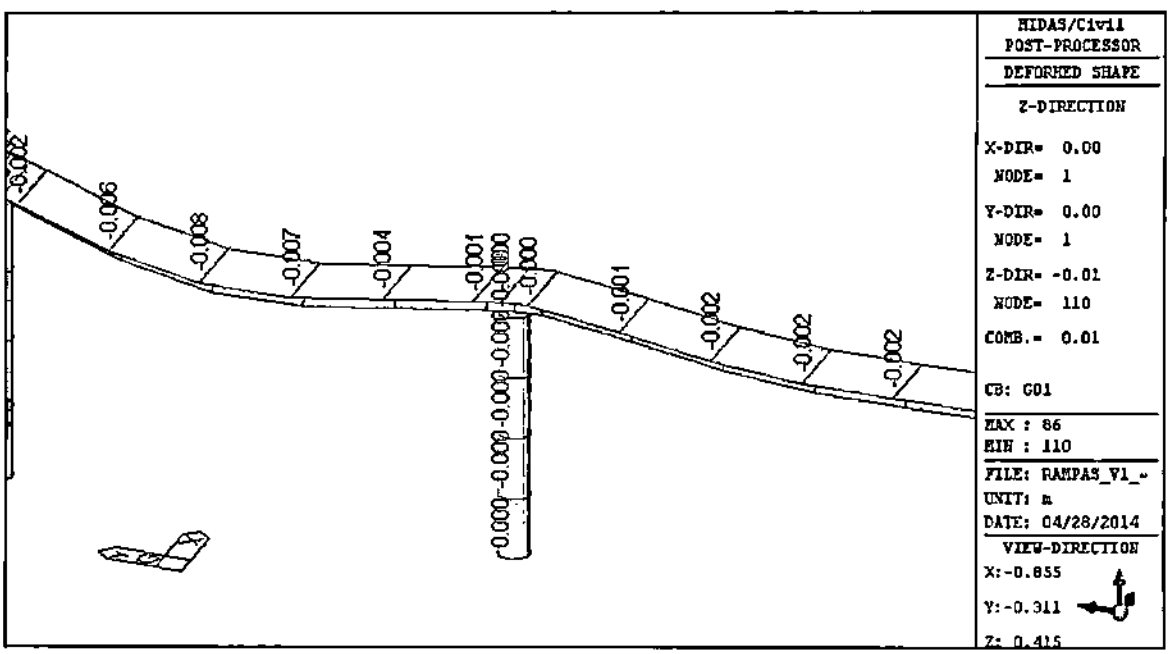


Figura 9. Deflexión Máxima por Carga Viva en Viga

0162

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:

ΔDL máx. = 0.006 m = 0.0196 ft

$f = 0.18 \sqrt{(g/\Delta DL)} = 0.18 \sqrt{(32.2/0.0196)} = 7.29$ Hz > 3 Hz **OK**

$f > 2.86 \ln (180/W)$

Donde W = Carga muerta total en kips.

W = 23.9 ton aprox. c/luz = 53.63kips

$2.86 \ln (180/53.63) = 3.43$ Hz < f **OK**

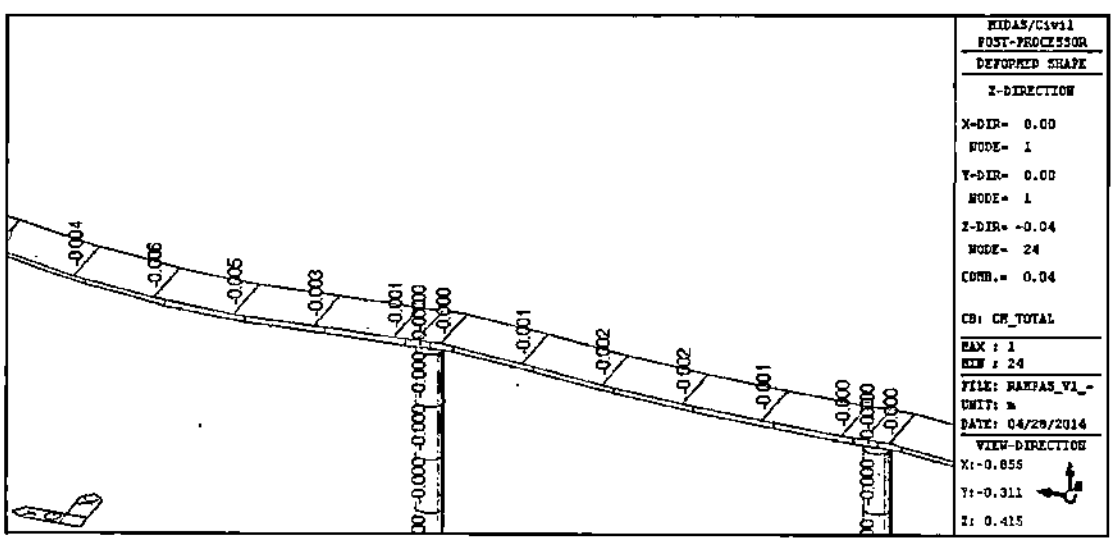


Figura 10. Deflexión Máxima por Cargas Muertas en Viga

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_{cv} =	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_{ri} capa interior neopreno =	0.591 in	1.500 cm			
h_{ri} 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	48083.8 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/cm²	
σ_{DL+LL} =	363.88 psi	O.K	= 25.47 kg/cm²	
$\sigma_{C/TL}$ =	25.58 kg/cm²		< 70 kg/cm²	OK

EVALUACIÓN ROTACIÓN ELASTOMERO

ε =	0.070		
Δc =	0.034 in	= 0.09 cm	
θmáx =	0.0057 rad		
θ =	0.0042 rad	O.K	

CHEQUEO FUERZA CORTANTE

$E_{NEOPRENO}$ =	130 psi		= 9.10 kg/cm²	
Max.F.C. =	10.01 klb		= 4.45 ton	
F. Cortante, H =	3.81 klb	O.K		= 1.72 ton
ΔTOTAL =	0.31 in	O.K		

CHEQUEO DEL REFUERZO

F_S =	1700 kg/cm²		
$300h_{ri}$ =	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 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_{ri} capa interior neopreno =	0.591 in	1.500 cm			
h_{ri} capa exterior neopreno =	0.439 in	1.115 cm			
espesor de lámina =	0.250 in	0.635 cm			
T min =	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 Neoprena:

A1 =	73.6 in²		
A2 =	61.5 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	48083.8 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} =	197.94 psi	O.K	= 13.86 kg/cm²
σ_{DL+LL} =	264.32 psi	O.K	= 18.50 kg/cm²
$\sigma_{C,TL}$ =	18.58 kg/cm²		< 70 kg/cm² OK

EVALUACIÓN ROTACIÓN ELASTOMERO

ε =	0.070		
Δc =	0.034 in		= 0.09 cm
θmáx =	0.0057 rad		
θ =	0.0030 rad	O.K	

CHEQUEO FUERZA CORTANTE

$E_{NEOPRENO}$ =	130 psi		= 9.10 kg/cm²
Max.F.C. =	7.36 klb		= 3.28 ton
F. Cortante, H =	3.81 klb	O.K	= 1.72 ton
ΔTOTAL =	0.31 in	O.K	

CHEQUEO DEL REFUERZO

F_S =	1700 kg/cm²		
$300h_{rt}$ =	450 kg/cm	O.K	

4.14 DISEÑO DE BORDILLOS POR METRO

fy =	42000	t/m^2			
f'c =	2800	t/m^2			
Refuerzo longitudinal:					
W =	0.074	t/m			
S =	1.00	m			
E =	1.26	m			
M_{cv} =	W * S =	0.07	t-m		
M_{cu} =	0.01	t-m/m			
Mu =	0.18	t-m/m	ancho =		
bw =	1.00	m			
d =	0.10	m			
ρ =	0.000476				
ρ min =	0.000633				
As =	0.000063	m^2/m			
Barras :	1	No. 3 , Ab =	0.71	cm^2	**! barras 3/8"**
Refuerzo transversal:					
W =	0.074	t/m			
Mu =	0.024	t-m/m	ancho		
bw =	1.00	m			
d =	0.10	m			
ρ =	0.000064				
As =	0.000006	m^2/m			
fr =	331.32	t/m^2			
Ig =	0.00008	m^4			
Yt =	0.075	m			
Mcr =	0.37	t-m			
Mn =	0.44	t-m			
ρ min =	0.001181				
As min =	0.000118	m^2/m			
Barras de :	0.71	cm^2	c/ 0.601	m	**!8" c /0.30 m**
Cortante:					
Vu =	0.16	ton			
vu =	1.62	t/m^2			
vc =	88.69	t/m^2			
ϕvn =	75.38	t/m^2	> vu	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 B/4		

5.3 MATERIALES

Concretos: f'c = 210 Kg./cm2

Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2

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:

$\phi = 30°$

$\sigma adm = 2.0\ kg/cm^2$

$\gamma = 1.8\ t/m^3$

5.4.2.2 Suelo de relleno:

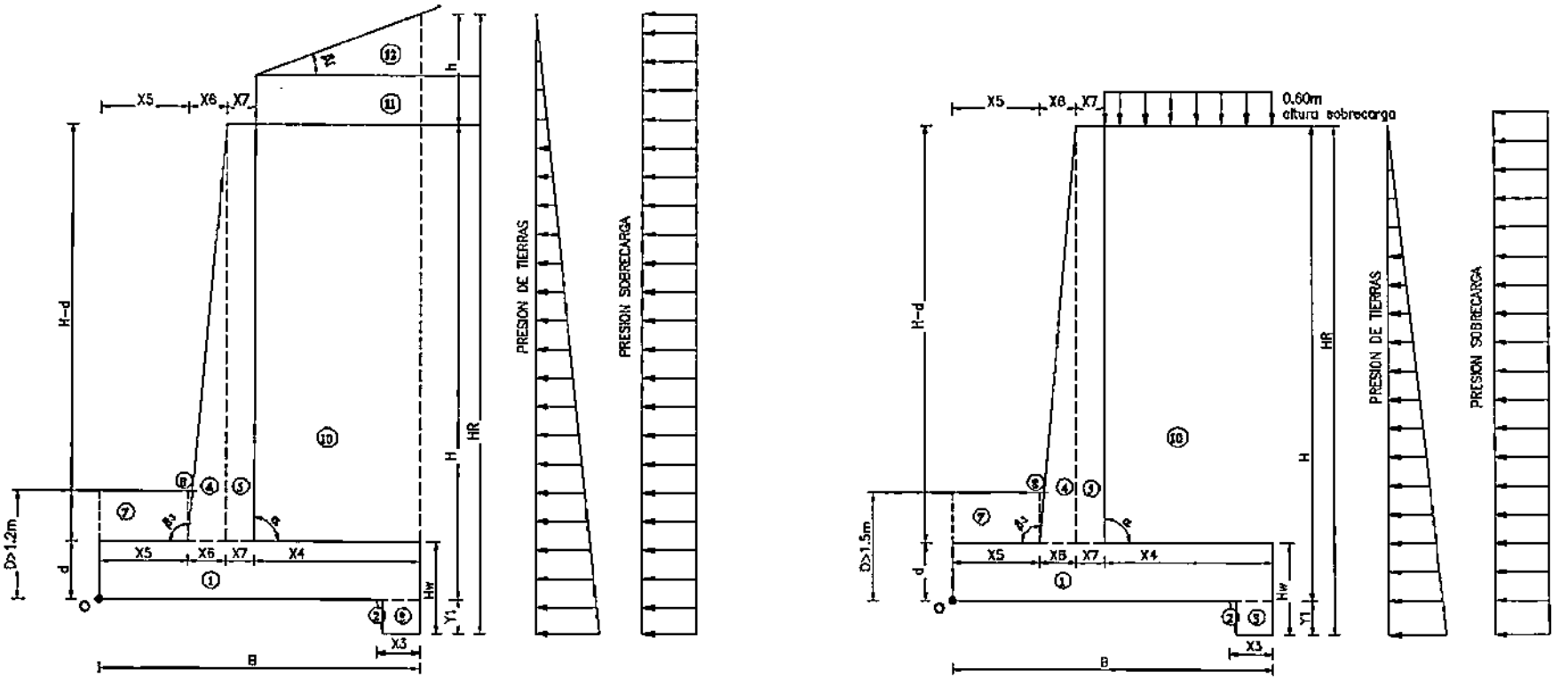
$\phi = 30°$

$\gamma = 2.0\ t/m^3$

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:

Hw = 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

$$Grupo(N) = \gamma \left[\beta_D D + \beta_L (L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R+S+T) + \beta_{EQ} EQ\right]$$

TABLA A.3.12-1
Tabla de coeficientes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
GRUPO	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 centrifuga
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	0.50	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 (E1, E2, E3)								Barra F (F1, F3)							Barra G (G1, G2, G2)								Barra H (H2, H3, H1)							
	# 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	2.80	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	2.60	0.30	3.1	74.03	5	5	0.20	2.75	0.3	0.3	3.35	26.13	6	6	0.16	1.17	0.3	1.40	2.87	27.97

Barra I (I2, I1)							Barra J					Barra K (K1, K2, K3)								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	0.65	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

0173

ANI Agencia Nacional de Infraestructura

CONCESIONARIA San Simón S.A.

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

TNM TECHNOLOGY AND MANAGEMENT LTD.

0174

CONCESIONARIA San Simón S.A.

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	Desmonte 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 (5000ml)	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	Sardinel 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

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

CONCESIONARIA San Simón S.A.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	DESMONTE Y LIMPIEZA	UNIDAD:	Ha

I. EQUIPO

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

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	0,43	$ 125.581	
					Sub-Total	$ 125.581

TOTAL COSTO DIRECTO	$	1.772.391
A.I.U. 30%	$	531.717
COSTO TOTAL	$	2.304.108

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

CONCESIONARIA San Simón S.A.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	EXCAVACION EN MATERIAL COMUN 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

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

CONCESIONARIA San Simón S.A.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	TRANSPORTE DE MATERIALES PROVENIENTES DE LA EXCAVACIÓN CANALES Y PRÉSTAMOS	UNIDAD:	M3

I. EQUIPO

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
RETROCARGADOR	HORA	$ 70.000,00	120,00	$ 583,33	
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				$ 30,03	
				Sub-Total	$ 613,36

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
				Sub-Total	$ -

III. TRANSPORTES

Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
VOLQUETA 6 M3	M3	4,00	503,95	$ 2.015,81	
				Sub-Total	$ 2.016,00

IV. MANO DE OBRA

Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
AYUDANTE	$ 30.000,00	1,00	$ 54.000,00	179,82	$ 300,31	
					Sub-Total	$ 300,31

TOTAL COSTO DIRECTO	**$ 2.930**
A.I.U. 30%	**$ 879**
COSTO TOTAL	**$ 3.809**

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

CONCESIONARIA San Simón S.A.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	CONFORMACIÓN MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES		UNIDAD:	M3

I. EQUIPO

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

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	$ 30.000,00	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

0179

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

CONCESIONARIA San Simón S.A.

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	6,00	$ 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

0180

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

CONCESIONARIA San Simón S.A.

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

CONCESIONARIA San Simón S.A.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	RELLENO SELECIONADO 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

CONCESIONARIA San Simón S.A.

ITEM:	Pavimento en Adoquin	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**

0183

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

CONCESIONARIA San Simón S.A.

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**

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

CONCESIONARIA San Simón S.A.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM:	BARANDA METALICA ACCESO PUENTE 11 DE NOVIEMBRE	UNIDAD:	ML

I. EQUIPO

Descripción	Unidad	Tarifa	Rendimiento	Valor-Unit.	
	HORA				
	HORA				
HERRAMIENTA MENOR (10% M.O.)				$ 18.000,00	
				Sub-Total	$ 18.000,00

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

III. TRANSPORTES

Descripción	Unidad	Distancia	M3-Km	Valor-Unit.	
				Sub-Total	$ -

IV. MANO DE OBRA

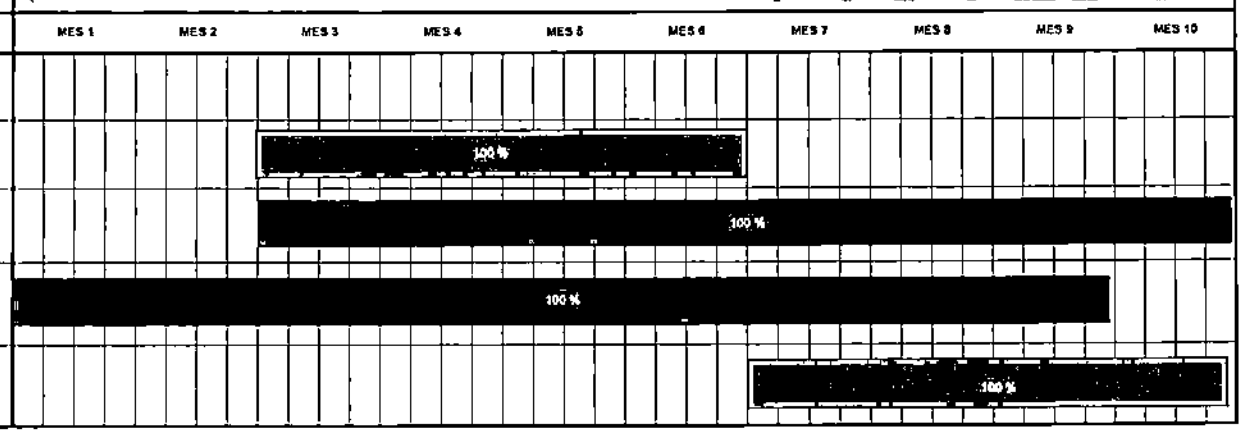
Descripción	Jornal	Cantidad	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
CUADRILLA ESPECIALIZADA	$ 180.000,00	1,00	$ 522.000	2,90	$ 180.000,00	
					Sub-Total	$ 180.000,00

TOTAL COSTO DIRECTO	$	365.600
A.I.U. 30 %	$	109.680
COSTO TOTAL	$	475.280

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
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	4 meses
1.2	GESTIÓN SOCIAL	Socialización de la obra	8 meses
1.3	GESTIÓN PREDIAL	Gestión para adquisición predial	9 meses
1.4	CONSTRUCCIÓN SENDERO PEATONAL	1. Sendero Peatonal Acción Popular 2009-018 Fernando Andres Gonzalez.	4 meses



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.

9870

ANI Agencia Nacional de Infraestructura

CONCESIONARIA San Simón S.A.

ANEXO 1 - MEMORIAS

TNM TECHNOLOGY AND MANAGEMENT LTD.

ANEXO A. MEMORIA CÁLCULO MUROS DE CONTENCIÓN

ESTUDIOS Y DISEÑOS PROYECTO DE CONCESIÓN AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER

TECHNOLOGY AND MANAGEMENT LTD.

MURO H $_{LIBRE}$ =2.5 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

Caso 1: Análisis drenado

RELLENO SELECCIONADO

SUELO		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes
C (t/m²)	0.0					δ	17.50	0.305
ϕ	30.0	0.524	ϕ	30	0.524	α	80	1.571
$\beta_{1\ min}$	0.0	0.000	γ (t/m³)	1.2		β_1	85.8	1.672
β_1	0.0	0.000				Sobrecarga	1.20	t/m²
Angulo 45°	45	0.785	Altura relleno (m)	2.30				
γ (t/m³)	max 1.80		Ancho suelo (B)(m)	1.63				
Angulo 180°	3.142							

(viva + peso pavement)

δ (°) : se considera el ϕ residual : fricción suelo - suelo

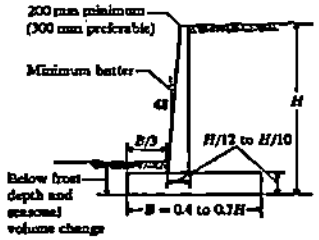
Combinación Angulos	seno	Seno²	tan
α + ϕ	2.094	0.8660	0.7500	
α − δ	1.265	0.9537		
ϕ + δ	0.829	0.7373		
ϕ − β_1	0.524	0.5000		
α + β_1	1.571	1.0000		
α	1.571	1.0000	1.0000	
180 − α	1.571			0.000
180 − β_2	1.470			9.845
α − ϕ	1.047	0.8660	0.7500	
α + δ	1.876	0.9537		
ϕ + β_1	0.524	0.5000		
α + β_1	1.571	1.0000		

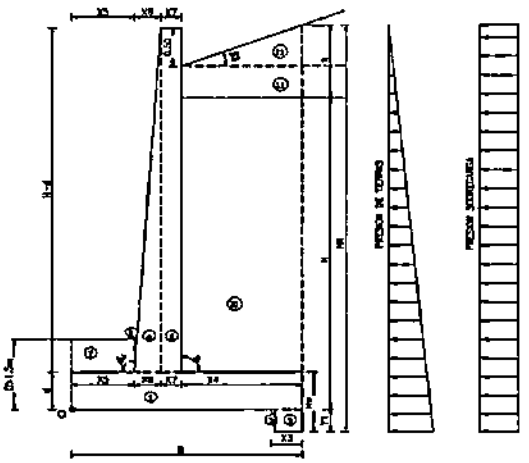
FACTORES DE SEGURIDAD	ESTATICOS	DINAMICOS
Volcam.	2.88	3.38
Desliz.	2.84	1.99
Cap. Port.	1.73	2.02
e<B/6	0.19	0.19
B/6 B/4	0.27	0.41

Estructura de pavimento:

h_{asf}=	0.00	m
γ_{asf}=	2.25	T/m³
q_{viva}=	1.20	T/m²
Incobre	0.5	m

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO					
L (Sección)	5.00	Volumen [m3/ml]	1.87				
H	2.50	Altura Libre	2.30				
Y1	0.70	Base	1.63				
Y_2	0.00	Talon	0.80				
D	1.50	Vastago	0.53				
h	0.000	Pata	0.00				
d	0.50	F.S. Estático					
HR	3.00	Volcam.	2.88				
X_1	0.50	Desliz.	2.84				
X_2	0.03	Cap. Port.	1.73				
X_3	0.50	e<B/4	0.19				
X_4	0.60	B/4	0.27				
X_5	0.50	F.S Dinámico					
X_6	0.23	Volcam.	3.38				
X_7	0.30	Desliz.	1.99				
X_8	0.00	Cap. Port.	2.02				
X_9	0.80	e<B/4	0.19				
X_{10}	0.10	B/4	0.41				
B	1.63	Se requiere protección geotécnica contra erosión					
H_w	0.50	en la pata del muro por quedar en el borde del talud					





1. ANALISIS ESTATICO

K_a = 0.299
K_o = 3.000

1.1 EMPUJE DE TIERRAS **1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA**

P_a = 1.58 t/m $P_{SOBRECARGA}$ = 1.00 t/m

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro :

Y_a : 0.93 m $Y_{sobrecarga}$: 1.15 m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

$Mr_{punto\ a}$ W Concreto= 24

Figura	DIMENSIONES B (m)	DIMENSIONES H (m)	AREA m2	MATERIAL t/m3	PESO t/ml	BRAZO m	Momento tm/ml
1	1.63	0.50	0.82	2.4	1.96	0.82	1.59
2	0.03	0.20	0.00	2.4	0.01	0.52	0.00
3	0.50	0.20	0.10	2.4	0.24	1.41	0.34
4	0.23	2.30	0.26	2.4	0.63	0.85	0.41
5	0.30	2.30	0.69	2.4	1.66	0.84	1.46
6	0.00	2.30	0.00	2.4	0.00	1.03	0.00
7	0.50	1.00	0.50	2.0	1.00	0.25	0.25
8	0.10	1.00	0.05	2.0	0.10	0.53	0.05
9	0.00	2.30	0.00	2.0	0.00	1.03	0.00
10	0.60	2.30	1.38	2.0	2.76	1.33	3.67
11	0.60	0.60	0.00	2.0	0.00	1.33	0.00
12	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	1.43	0.00
Suma					6.4	subtotal	7.8
P_{ep}					0.00	1.63	0.00
P_{pp}					7.80		

$Mo_{punto\ a}$

P_{ep}	1.58	0.933	1.48
P_w	0.13	0.17	0.02
$P_{sobrec.}$ =	0.96	1.15	1.10

Se considera la presencia de agua por debajo del filtro
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.99	considerando P_{ep} y rellenos pasivos
F.S. No =	2.99	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.88	en P_{ep} y sin rellenos pasivos

Total		0.35		7.78

Nota: P_{ae} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/ml
Resist. Friccion:	W*tg δ	3.68	t/ml
Presión pasiva	P_{ep}	7.80	t/ml
	Total	11.48	t/ml

$C_{cimentación}$ = 0.5C'

P_{ah}:	1.58	t/ml
P_{av}	0.13	t/ml
$P_{horiz.}$ =	0.96	t/ml

F.S. Ns:	4.31	considerando el empuje pasivo
F.S. Ns:	1.38	sin considerar el empuje pasivo
F.S. Ns:	2.64	considerando K_p/(F.S.=2)

1.5 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Mneto:	5.189	t-m/ml	
X centr. :	0.62	m	(Medidos desde el punto O
e:	0.19	m	
B/6 :	0.27	m	OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{adm\ suelo}$ = 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

$q_{talón}$ = 11.55 t/m²
q_{punta} = 1.91 t/m²

F.S. =	1.73
F.S. =	1.73

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO		Radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes	K_h	K_a	K_s
C (t/m²)	0.0										
ϕ	30	0.524	δ	30.00	0.524	δ	17.50	0.305			
$β_1$	0.0	0.000	γ (t/m³)	2.00		θ	0.197	0.003		0.175	0.1225
Angulo 45°	45	0.785	Altura (m)	2.30		α	90.000	1.571			
			Ancho muro (m)	1.63							

Combinación de ángulos		seno		Seno²	Coseno	Coseno²
ϕ+α+β =	2.095	0.864		0.747	-0.503	0.253
θ	0.197	0.196		0.038	0.981	
α−ϕ−θ	1.262	0.953			0.304	
ϕ+δ	0.829	0.737				
ϕ−β−θ	0.520	0.497				
β+α	1.571	1.000				
α	1.571	1.000		1.000	0.000	0.000

K_{ae} = 0.305

2.1 EMPUJE DINAMICO Fspp= 0.79 t/m Fuerza sísmica del peso propio

$P_{s\ din}$ = 0.03 t/ml

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 1.87 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_r	7.78
M_v	7.48

Considerando rellenos pasivos
sin Pav y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_o

	W (t/ml)	Brazo (m)	Momento (tm/ml)
$P_{ah\ estat}$	1.58	0.93	1.48
$P_{ah\ dinam}$	0.03	1.87	0.05
P_{av}	0.13	0.17	0.02
$P_{sobrecarga}$ =	0.00	1.15	0.00
$P_{adicional}$ =	0.00	2.00	0.00
Total	2.92		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; solo se considera estructura de pavimento

Momentos inerciales

Pesos	W (t/ml)	Brazo (m)	Momento (tm/ml)
1	0.34	0.82	0.28
2	0.00	0.52	0.00
3	0.04	1.41	0.06
4	0.11	0.65	0.07
5	0.29	0.86	0.25
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	1.33	0.00
11	0.00	1.33	0.00
12	0.00	1.43	0.00
Suma	1.46	subtotal	0.72
P_{av}	0.00	1.63	0.00
P_{ah}	0.75		
Total	1.46		0.72

No se considera empuje activo vertical por cuanto δ=0 en el caso dinámico

F.S. No. Dinam=	3.44	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinam=	3.38	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/ml
Resist. Friccion:	W*tan(fi)	3.68	t/ml
Presión pasiva	P_{pd}	1.73	t/ml
	Total	11.48	t/ml

P_{pi}	1.58
P_{suelo}	0.03
P_{ag}	0.13
$P_{sobrecarga}$ =	0.00
$P_{estructura}$ =	0.00

Total	1.73

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas inerciales

Pesos	W (t/ml)
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

Fapp=

Fuerza inercial total

F.S. Ns:	4.23	considerando el pasivo
F.S. Ns:	1.14	sin considerar el pasivo
F.S. Ns:	1.98	considerando K_h(F.S.=2)

Si 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_{cent}	5.21	t-m/ml
X centr	0.62	m
e	0.19	m
B	1.63	m
B/4 :	0.41	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

$q_{ult\ nom}$ = 0.0 t/m²

$q_{adm\ nom}$ = 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

q_{max} = 9.85 t/m²

q_{min} = 1.73 t/m²

F.S. =	2.02

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma\left[\beta_D D + \beta_L (L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R+S+T) + \beta_{EQ} EQ\right]$$

TABLA A 3.12-1
Tabla de coeficientes

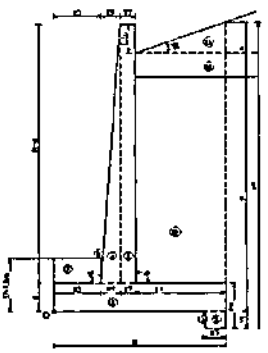
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
GRUPO	γ	FACTOR β										
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	β_D	1.67	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	β_D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	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

β_D	=	1.0
β_E	=	1.3

COMBINACIONES DE CARGA

	L	D	E	EQ
Hipotesis(1)=	2.17	1.30	1.69	0.65
Hipotesis(2)=	0.867	1.30	1.69	1.00

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 Asentamiento+Retracción+Temp
EQ Sismo



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	(X3)	0.60 m
Altura de la zarpa	d	0.50 m
Base muro	(B)	1.63 m
Ancho superior vastago	(X7)	0.30 m
Vastago inferior	(X6+X7+X8)	0.53 m
Altura del diente	(Y1)	0.20 m

DATOS DE DISEÑO

f'c=	21.1	Mpa
fy=	420	Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R=	0.050	m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_a = 15.50 kN/m

Etotal 25.35 kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{sobrecarga}$ = 9.85 kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P_{sdin} = 0.25 kN/m

Etotal 25.60 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1			HIPOTESIS DE CARGA 2		
Vbase	25.35	kN/m	Vbase	25.60	kN/m
Vu	42.84	kN/m	Vu	25.60	kN/m
vu	80.63	kN/m	vu	48.30	kN/m
ϕVc	574.18	kN/m	ϕVc	574.18	kN/m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1			HIPOTESIS DE CARGA 2		
Mbase	25.79	Kn.m	Mbase	21.57	Kn.m
Mu	43.59	kN/m	Mu	21.57	kN/m
b	1	m	b	1	m
h	0.53	m	h	0.53	m
d'	0.050	m	d'	0.050	m
d	0.48	m	d	0.48	m
f'c	211	kg/cm2	f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2	fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0005		ρ Diseño	0.0002	
ρ Minima	0.0020		ρ Minima	0.0020	
As	9.60	cm2	As	9.60	cm2
Barra No	5		Barra No	5	
Cant	5		Cant	5	
S	0.20	m	S	0.20	m
1 No 5 c/0.2 m			1 No 5 c/0.2 m		

ARMADURA CARA EXPUESTA

ρ Minima	0.0020	
As	10.80	cm2
As min	2.6	cm2
As diseño	5.30	cm2
Barra No	4	
Cant	5	
S	0.20	m

1 No 4 c/0.2 m

CADA CARA

ρ Máxima 0.0161437

	CASO 1		CASO 2		Vastago	d	vu		As	As	Barra No.	Separación	separación A	separación B	
y(m)	Vu(KN)	Mu (NK-M)	Vu(KN)	Mu (NK-M)	(m)	(m)	kN/m		cm²/ml	cm²/ml		m			
1.15	13.36	9.24	7.96	3.86	0.415	0.365	36.67	OK	7.30	0.67	5	0.25	0.2	0	4
1.44	18.78	14.68	11.21	6.63	0.444	0.394	47.69	OK	7.55	1.00	5	0.25	0.2	0	4
1.73	24.99	22.33	14.93	10.41	0.473	0.423	59.14	OK	8.45	1.49	5	0.2	0.2	0	5
2.30	39.87	43.59	23.84	21.57	0.530	0.480	83.05	OK	9.60	2.42	5	0.20	0.20	0	5

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σmax	86.19	kN/m2
σmin	14.26	kN/m2
σ a-b	64.13	kN/m2

CORTANTE

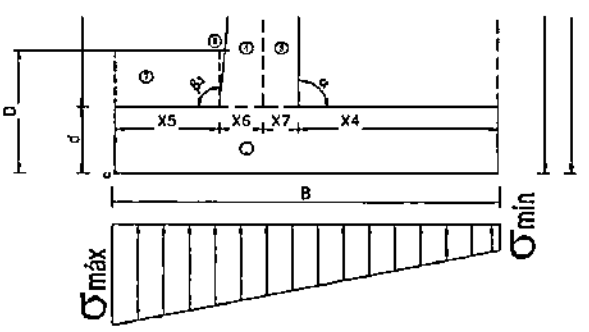
HIPOTESIS DE CARGA 1		
Va-b	31.68	kN/m
Vu	53.97	kN/m
vu	108.74	kN/m²
ϕVc	574.18	kN/m²

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1			
Mab	8.35	Kn.m/m	
Mu	14.12	kN-m/m	
b	1	m	
h	0.50	m	
d'	0.050	m	
d	0.45	m=	0.063
f'c	211	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0.0002		
ρ Minima	0.0020		
As	9.00	cm2	
Barra No	5		
Cant	5		
S	0.20	m	
1 No 5 c/0.2 m			

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Minima	0.0020	
As	9.00	cm2
As min	1.3	cm2
As diseño	4.50	cm2
Barra No	4	
Cant	4	
S	0.25	m
1 No 4 c/0.25 m		



3.5 VOLADIZO DEL TALON

σmax	88.19	kN/m2
σmin	14.26	kN/m2
σ c-s	40.74	kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{c-s}	-24.95	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	-42.16	kN/m	
vu	84.33	kN/m^2	
ϕVc	574.16	kN/m^2	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0020		
As	9.00	cm2	
As mín	2.6	cm2	2.6 cm2 X (X9)
As diseño	4.50	cm2	
Barra No	[redacted]		
Cant	4		
S	0.25	m	

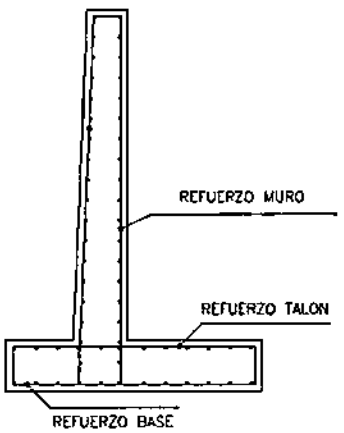
Refuerzo= 1 No.4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Ma b	6.28	Kn.m	
Mu	13.99	kN-m	
b	1	m	
h	0.50	m	
d'	0.050	m	
d	0.45	m	> 0.06
f'c	211	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0.0002		
ρ Mínima	0.0020		
As	9.00	cm2	
Barra No	[redacted]		
Cant	5		
S	0.20	m	

Refuerzo= 1 No.5 c/0.2 m



3.5 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{c-s}	7.80	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	13.19	kN/m	
vu	98.05	kN/m^2	
ϕVc	574.16	kN/m^2	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0020		
As	8.60	cm2	
As mín	2.6	cm2	2.6 cm2 X (X9)
As diseño	4.30	cm2	
Barra No	[redacted]		
Cant	4		
S	0.25	m	

Refuerzo= 1 No.4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Ma b	3.66	Kn.m	
Mu	8.15	kN-m	
b	1	m	
h	0.50	m	
d'	0.070	m	
d	0.43	m	> 0.04
f'c	211	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0.0001		
ρ Mínima	0.0020		
As	8.60	cm2	
Barra No	[redacted]		
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

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO				
L (Sección)	6.00	Volumen (m3/ml)	2.10			
H	3.00	Altura Libre	2.50			
Yt	0.10	Base	1.80			
Y_2	0.00	Talon	0.80			
D	1.50	Vastago	0.80			
h	0.000	Pata	0.80			
d	0.50	F.S. Estático				
HR	3.50	Volcam.	3.44			
X_1	0.80	Desliz.	2.46			
X_2	0.00	Cap. Port.	2.03			
X_3	0.50	e<B/4	0.16			
X_4	0.60	B/4	0.32			
X_5	0.80	F.S Dinámico				
X_6	0.20	Volcam.	3.88			
X_7	0.30	Desliz.	2.31			
X_8	0.00	Cap. Port.	2.17			
X_9	0.60	e<B/4	0.17			
X_{10}	0.00	B/4	0.48			
B	1.80	Se requiere protección geotécnica contra erosión				
H_p	0.50	en la pata del muro por quedar en el borde del talud				

Caso 1: Análisis drenado

RELLENO SELECCIONADO

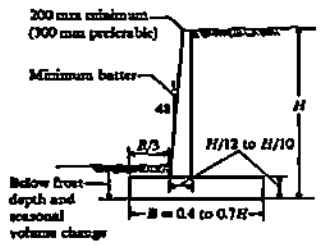
SUELO		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes
C (t/m²)	0.0					0.58		
ϕ	30.0	0.524	ϕ	30	0.524	β (+)	17.50	0.305
$\beta_{1\ min}$	0.0	0.000	γ (t/m³)	2		α	90.0	1.571
β_2	0.0	0.000				β_1	94.5	1.649
Angulo 45°	45	0.785	Altura relleno (m)	2.50		Sobrecarga	1.20	t/m²
γ (t/m³)	1.80		Ancho corona (B) (m)	1.00		δ (+) : se considera el ϕ residual : fricción suelo - suelo		(viva + peso pavimento)
Angulo rad°	3.142							

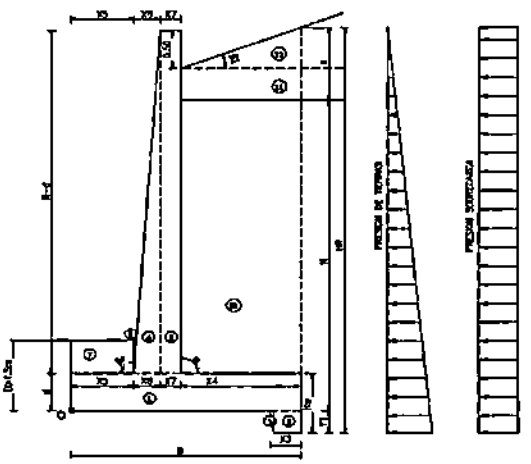
Combinación angulos		seno	Senø *	tan
$\alpha+\phi$	2.094	0.8660	0.7500	
$\alpha-\delta$	1.265	0.9537		
$\phi+\delta$	0.829	0.7373		
$\phi-\beta_1$	0.524	0.5000		
$\alpha+\beta_1$	1.571	1.0000		
α	1.571	1.0000	1.0000	
$\|\beta_2-\alpha\|$	1.571			0.000
$180-\beta_1$	1.492			12.706
$\alpha-\phi$	1.047	0.8660	0.7500	
$\alpha+\delta$	1.876	0.9537		
$\phi+\beta_2$	0.524	0.5000		
$\alpha+\beta_2$	1.571	1.0000		

FACTORES DE SEGURIDAD	ESTATICOS	DINAMICOS
Volcam.	3.44	3.88
Desliz.	2.06	2.31
Cap. Port.	2.03	2.17
e<B/6	0.16	0.17
B/6 B/4	0.32	0.48

Estructura de pavimento:

h_{pav}=	0.00	m
γ_{mp}=	2.25	T/m³
q_{viva}=	1.20	T/m²
hsobrec	0.8	m





1. ANALISIS ESTATICO

K_a = 0.299
K_o = 3.000

1.1 EMPUJE DE TIERRAS **1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA**

P_a = 1.87 t/m $P_{SOBRECARGA}$ = 1.08 t/m

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro :

Y_a : 1.00 m $Y_{sobrecarga}$: 1.25 m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

$Mr_{centro\ A}$ W Concreto= 2.4

Figura	DIMENSIONES B (m)	DIMENSIONES H (m)	AREA m2	MATERIAL t/m3	PESO t/ml	BRAZO m	Momento tm/ml
1	1.90	0.50	0.95	2.4	2.28	0.95	2.17
2	0.00	0.30	0.00	2.4	0.00	0.60	0.00
3	0.50	0.30	0.15	2.4	0.36	1.83	0.59
4	0.20	2.50	0.25	2.4	0.60	0.73	0.44
5	0.30	2.50	0.75	2.4	1.80	0.93	1.71
6	0.00	2.50	0.00	2.4	0.00	1.10	0.00
7	0.60	1.00	0.60	2.0	1.20	0.30	0.36
8	0.08	1.00	0.04	2.0	0.08	0.63	0.05
9	0.00	2.50	0.00	2.0	0.00	1.10	0.00
10	0.80	2.50	2.00	2.0	4.00	1.50	6.00
11	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	1.50	0.00
12	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	1.63	0.00
Suma					10.3	subtotal	11.3
P_{av}					0.00	1.90	0.00
P_{ph}					8.75		

$Mo_{centro\ A}$

P_a	1.87	1.000	1.87
P_{agua}	0.13	0.17	0.02
P_{sobrec} =	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_{ph} y rellenos pasivos
F.S. No =	3.57	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	3.44	sin P_{ph} y sin rellenos pasivos

Total		10 32		11 32

Nota: P_{ae} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/ml
Resist. Fricción:	W*0 58	4.56	t/ml
Presión pasiva	P_{ph}	8 75	t/ml
	Total	13 31	t/ml

$C_{adherencia}$ = 0 5C'

F.S. Na:	4.41	considerando el empuje pasivo
F.S. Na:	1.61	sin considerar el empuje pasivo
F.S. Na:	2.96	considerando K_p/(F S =2)

P_{ah}:	1 87	t/ml
P_{av}	0.13	t/ml
$P_{adherencia}$ =	1 03	t/ml

1.5 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Momento:	5 147	t-m/ml	
X centr. :	0 79	m	Medidos desde el punto O
e:	0 16	m	
B/6 :	0 32	m	OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{adm\ suelo}$ = 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

$q_{máx}$ = 0 85 t/m²
$q_{mín}$ = 3 22 t/m²

F.S. =	2.03
F.S. =	2.03

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes	θ_a	K_h	K_v
C (t/m²)	0.0										
ϕ	30	0 524	ϕ_r	30 00	0 524	δ	17.50	0 305			
β_1	0 0	0 000	γ (t/m³)	2 00		θ	0.197	0 003		0 175	0 1225
Angulo 45°	45	0 785	Altura (m)	2 50		α	90 000	1 571			
			Ancho muro (m)	1 90							

Combinación de ángulos	seno	Seno²	Coseno	Coseno²
$\phi+\alpha+\beta$ =	2 058	0 864	0 747	-0 503	0 253
θ	0 197	0 196	0 038	0 981	
$\alpha-\delta-\theta$	1 262	0 953		0 304	
$\phi+\beta$	0 629	0 737			
$\delta-\beta-\theta$	0 520	0 497			
$\beta+\alpha$	1 571	1 000			
α	1 571	1 000	1 000	0 000	0 000

X_{cg} = 0 305

2.1 EMPUJE DINAMICO Fapp= 0 88 t/m Fuerza sísmica del peso propio

$P_{a\ din}$ = 0 03 t/ml

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 2 00 m **Medidos desde el punto O hacia arriba**

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_r	11 32
M_v	10 81

Considerando rellenos pasivos
sin Pav y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_v

	W (t/ml)	Brazo (m)	Momento (tm/m/l)
$P_{adherencia}$	1 87	1 00	1 87
$P_{ah\ dinám}$	0 03	2 00	0 06
P_{av}	0 13	0 17	0 02
$P_{sobrecarga}$ =	0 00	1 25	0.00
$P_{estructura}$ =	0 00	2 20	0 00
Total	2 91		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 (t/ml)	Brazo (m)	Momento (tm/m/l)
1	0 40	0 95	0 38
2	0 00	0 60	0 00
3	0 09	1 85	0 19
4	0 11	0 73	0 08
5	0 32	0 95	0 30
6	0 00	1 10	0 00
7	0 21	0 30	0 06
8	0 01	0 83	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 83	0 00
Suma	1 81	subtotal	0 93
P_{av}	0 00	1 90	0 00
P_{ph}	8 75		
Total	1 81		0 93

No se considera empuje activo vertical por cuanto δ=0 en el caso dinámico

F.S. No. Dinam=	3.93	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinam=	3.88	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/ml
Resist. Friccion:	W*(tanΦ)	4.56	t/ml
Presión pasiva	P_{pp}	2.87	t/ml
	Total	13.31	t/ml

P_{ah}	1.87
$P_{ah\,cos\alpha}$	0.03
P_{av}	0.13
$P_{sobrecarga}$ =	0.00
$P_{sobrecarga\,cos\alpha}$ =	0.00
Total	2.02

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierra

Fspp=

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (t/ml)
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.S. Ns:	4.25	considerando el pasivo
F.S. Ns:	1.46	sin considerar el pasivo
F.S. Ns:	2.31	considerando K_h(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_{estab}	8.03	t-m/ml
X centr.	0.78	m
e	0.17	m
B	1.90	m
B/4 :	0.45	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

$q_{adm\,suelo}$ = 0.0 t/m²
$q_{ult\,suelo}$ = 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

q_{max} = 9.22 t/m²
q_{min} = 2.73 t/m²

F.S. =	2.17
F.S. =	2.17

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

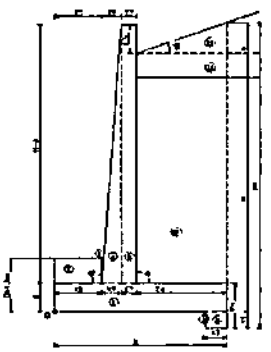
$$Grupo(N) = \gamma\left[\beta_D D + \beta_L (L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R+S+T) + \beta_{EQ} EQ\right]$$

TABLA A 3.12-1
Tabla de coeficientes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
GRUPO	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

			COMBINACIONES DE CARGA				
β_D	=	1.0		L	D	E	EQ
β_E	=	1.3	Hipotesis(1)=	1.67	1.05	1.05	0.50
			Hipotesis(2)=	0.83	1.05	1.05	1.00

γ Factor de carga
β Coeficiente de carga
D Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierra
B Flotación
SF Presión por flujo de la corriente
W Viento
WL Viento sobre carga viva
LF
R+S+T Acortamiento+Retracción+Temp
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	2.50 m
Zarpa delantera	(X1)	0.60 m
Zarpa trasera	(X9)	0.80 m
Altura de la zarpa	d	0.50 m
Base muro	(B)	1.90 m
Ancho superior vastago	(X7)	0.30 m
Vástago Inferior	(X6+X7+X8)	0.50 m
Altura del diente	(Y1)	0.30 m

DATOS DE DISEÑO

f'c= 21.10 Mpa
fy= 420 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R= 0.050 m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_a = 18.31 kN/m

Etotal 28.86 kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{SOBRECARGA}$ = 10.55 kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P_{adic} = 0.30 kN/m

Etotal 29.16 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vsss	28.86	kN/m
Vu	48.78	kN/m
vu	97.56	kN/m²
ϕVc	574.18	kN/m²

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vsss	29.16	kN/m
Vu	29.16	kN/m
vu	58.33	kN/m²
ϕVc	574.18	kN/m²

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Msss	31.50	Kn m
Mu	53.24	kN/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0007	
ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	5	
S	0.20	m

1 No 5 c/0.2 m

ρ Máxima 0.0161437

HIPOTESIS DE CARGA 2

Msss	26.75	Kn m
Mu	26.75	kN/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0004	
ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	5	
S	0.20	m

1 No 5 c/0.2 m

ARMADURA CARA EXPUESTA

ρ Mínima	0.0018	
As	9.00	cm2
As min	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

	CASO 1		CASO 2		Vastago	d	vu		$A_{s_{min}}$	$A_{s_{requerido}}$	Barra No	Separación	separación A	separación B
y(m)	Vu(KN)	Mu (NK-M)	Vu(KN)	Mu (NK-M)	(m)	(m)	kN/m		cm²/ml	cm²/ml		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	0.2	0
1.56	21.38	17.89	12.77	8.14	0.425	0.375	57.00	OK	6.75	1.27	5	0.25	0.2	0
1.88	28.55	27.02	17.06	12.63	0.450	0.400	71.35	OK	7.20	1.80	5	0.25	0.2	0
2.50	45.61	53.24	27.41	26.75	0.500	0.450	101.80	OK	8.10	3.18	5	0.20	0.2	0

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σmax	80.22	kN/m2
σmin	26.24	kN/m2
σ a-b	63.17	kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vsss	35.82	kN/m
Vu	60.53	kN/m
vu	121.06	kN/m²
ϕVc	574.18	kN/m²

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

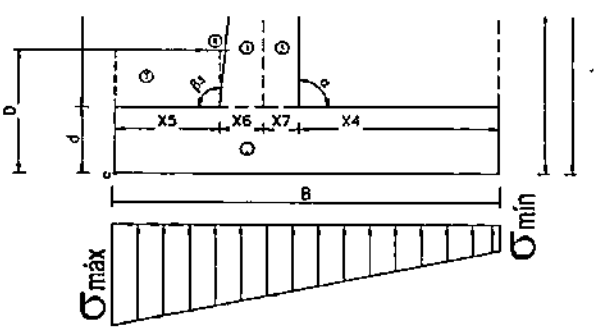
Msss	11.26	Kn m/m
Mu	19.02	kN-m/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m> 0.073
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0002	
ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	5	
S	0.20	m

1 No 5 c/0.2 m

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
As min	1.56	cm2
As diseño	4.05	cm2
Barra No	4	
Cant	4	
S	0.25	m

1 No 4 c/0.25 m



3.5 VOLADIZO DEL TALON

σmax	80.22	kN/m2
σmin	28.24	kN/m2
σ c-a	48.97	kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vc-a	-28.32	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	-47.65	kN/m	
vu	95.71	kN/m²	
ϕVc	574.18	kN/m²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Minima	0.0018		
As	8.10	cm2	
As min	2.6	cm2	2.6 cm2 X (X9)
As diseño	4.05	cm2	
Barra No	4		
Cant	4		
S	0.25	m	

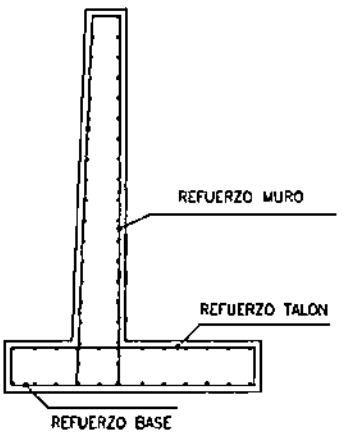
Refuerzo= 1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Ma-a	12.54	Kn m	
Mu	21.19	kN-m	
b	1	m	
h	0.50	m	
d'	0.050	m	
d	0.45	m	> 0.08
f'c	211	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0.0003		
ρ Minima	0.0018		
As	8.10	cm2	
Barra No	5		
Cant	5		
S	0.20	m	

Refuerzo= 1 No 5 c/0.2 m



3.6 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vc-a	8.75	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	14.78	kN/m	
vu	111.29	kN/m²	
ϕVc	574.18	kN/m²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Minima	0.0018		
As	7.74	cm2	
As min	2.6	cm2	2.6 cm2 X (X9)
As diseño	3.87	cm2	
Barra No	4		
Cant	4		
S	0.25	m	

Refuerzo= 1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Ma-b	4.69	Kn.m	
Mu	7.92	kN-m	
b	1	m	
h	0.50	m	
d'	0.070	m	
d	0.43	m	> 0.05
f'c	211	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0.0001		
ρ Minima	0.0018		
As	7.74	cm2	
Barra No	4		
Cant	7		
S	0.14	m	

Refuerzo= 1 No 4 c/0.14 m

ANI | Agencia Nacional de Infraestructura

CONCESIONARIA San Simón S.A.

ESTUDIOS Y DISEÑOS PROYECTO DE CONCESIÓN AREA METROPOLITANA DE CÚCUTA Y NORTE DE SANTANDER

TNM TECHNOLOGY AND MANAGEMENT LTD.

MURO H_{LIBRE} =3.5 metros - EMPOTRAMIENTO DE 1.5 m

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO	
L (Sección)	6.00	Volumen (m3/m)	2.35
H	3.50	Altura Libre	3.00
Y1	0.30	Base	2.00
Y_2	0.60	Talón	0.80
D	1.50	Vastago	0.50
h	0.000	Pata	0.70
d	0.50	F.S. Estático	
HR	3.60	Volcam.	2.74
X_1	0.70	Desliz.	2.40
X_2	0.00	Cap. Port.	1.53
X_3	0.50	e<B/6	0.23
X_6	0.60	B/4	0.33
X_5	0.70	F.S Dinámico	
X_6	0.20	Volcam.	3.18
X_7	0.10	Desliz.	1.93
X_8	0.00	Cap. Port.	0.00
X_9	0.60	e<B/6	0.23
X_{10}	0.07	B/4	0.50
β	2.00	Se requiere protección geotécnica contra erosión	
H_c	0.50	en la pata del muro por quedar en el borde del talud	

Caso 1: Análisis drenado

RELLENO SELECCIONADO

SUELO		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes
C (t/m²)	0.0				0.58			
ϕ	30.0	0.524	ϕ	30	0.524	δ (*)	17.50	0.305
$\beta_{1\,max}$	0.0	0.000	γ (t/m³)	2		α	90	1.571
β_2	0.0	0.000				β_1	90.0	1.637
Angulo 45°	45	0.785	Altura relleno (m)	3.00	Sobrecarga		1.20	t/m²
γ (t/m³)	1.80		Ancho muro (B) (m)	2.00				
Angulo rad	3.142							

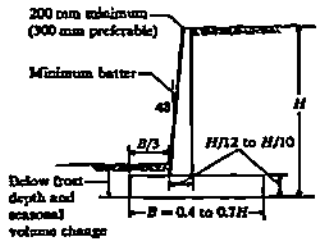
(viva + peso pavimento)

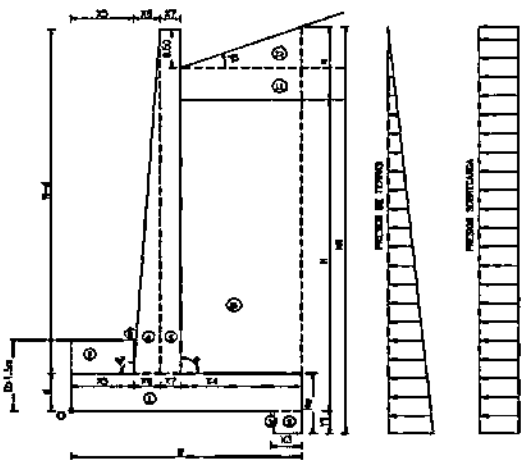
δ (*): se considera el ϕ residual : fricción suelo - suelo

Combinación ángulos	seno	Seno *	tan	FACTORES DE SEGURIDAD	ESTATICOS	DINAMICOS
$\alpha+\phi$	2.094	0.8660	0.7500			
$\alpha-\delta$	1.265	0.9537		Volcam.	2.74	3.18
$\phi+\delta$	0.829	0.7373		Desliz.	2.40	1.93
$\phi-\beta_1$	0.524	0.5000		Cap. Port.	1.53	0.00
$\alpha+\beta_1$	1.571	1.0000		e<B/6	0.23	0.23
α	1.571	1.0000	1.0000	B/6 B/4	0.33	0.50
$180-\alpha$	1.571		0.000			
$180-\beta_1$	1.504		15.056			
$\alpha-\phi$	1.047	0.8660	0.7500			
$\alpha+\delta$	1.878	0.9537				
$\phi+\beta_2$	0.524	0.5000				
$\alpha+\beta_2$	1.571	1.0000				

Estructura de pavimento:

h_{pav}=	0.60	m
γ_{pav}=	2.25	T/m³
q_{pav}=	1.20	T/m²
hsobre=	0.6	m





3.5
1.4
2.45

1. ANALISIS ESTATICO

K_a = 0.299
K_o = 3.000

1.1 EMPUJE DE TIERRAS **1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA**

P_a = 2.69 t/m $P_{SOBRECARGA}$ = 1.26 t/m

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro :

Y_a : 1.17 m $Y_{sobrecarga}$: 1.50 m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Mr = W Concreto 2.4

Figura	DIMENSIONES B (m)	DIMENSIONES H (m)	AREA m2	MATERIAL t/m3	PESO t/m	BRAZO m	Momento t-m/m
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	0.36	1.75	0.63
4	0.20	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	2.27
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	0.60	3.00	2.40	2.0	4.80	1.60	7.68
11	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	1.60	0.00
12	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	1.73	0.00
Suma					11.9	subtotal	14.1

P_{ah}		0.00	2.00	0.00
P_{av}		8.75		

Mo =

P_{ah}	2.69	1.167	3.14
P_{av}	0.13	0.17	0.02
P_{SOBRE} =	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		11.91	14.12

Nota: P_{ac} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/ml
Resist. Friccion:	W*0.60	5.25	t/ml
Presión pasiva	P_{ep}	8.75	t/ml
	Total	14.00	t/ml

$C_{concreto}$ = 0.5C'

P_{ah}:		2.69	t/ml
P_w		0.13	t/ml
P_{acceso} =		1.20	t/ml

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 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Mneto:	9.159	t-m/m	
X centr. :	0.77	m	Medidos desde el punto O
e:	0.23	m	
B/6 :	0.33	m	OK, está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{admisible}$ = 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

q_{max} = 13.10 t/m²

q_{min} = 2.58 t/m²

F.S. =	1.53
F.S. =	1.53

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes	θ_a	K_a	K_h
C (t/m²)	0.0										
ϕ	30	0.524	ϕ	30.00	0.524	δ	17.50	0.305			
β_1	0.0	0.000	γ (t/m³)	2.00		θ	0.197	0.003		0.175	0.1225
Angulo 45°	45	0.785	Altura (m)	3.00		α	90.000	1.571			
			Ancho muro (m)	2.00							

Combinación de ángulos	seno	Seno²	Coseno	Coseno²
$\phi+\alpha+\theta-\pi$	2.098	0.864	0.747	-0.503	0.253
θ	0.197	0.196	0.038	0.981	
$\pi-\beta-\theta$	1.262	0.953		0.304	
$\phi+\delta$	0.629	0.737			
$\phi-\beta-\theta$	0.529	0.497			
$\theta+\alpha$	1.571	1.000			
α	1.571	1.000	1.000	0.000	0.000

K_{ae} = 0.305

2.1 EMPUJE DINAMICO Fspp= 0.99 t/m Fuerza sismica del peso propio

P_{ae} = 0.04 t/ml

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 2.33 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_r	14.12
M_v	13.58

Considerando rellenos pasivos
sin Pav y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_o

	W (t/ml)	Brazo (m)	Momento (tm/ml)
$P_{ah\,estatico}$	2.69	1.17	3.14
$P_{ah\,dinamico}$	0.04	2.33	0.10
P_w	0.13	0.17	0.02
$P_{sobrecarga}$ =	0.00	1.50	0.00
$P_{acceso\,ps}$ =	0.00	2.53	0.00
Total	3.85		3.26

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 (t/ml)	Brazo (m)	Momento (tm/ml)
1	0.42	1.00	0.42
2	0.00	0.70	0.00
3	0.06	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	2.05	subtotal	1.13
P_{ae}	0.00	2.00	0.00
P_{ep}	8.75		
Total	2.05		1.13

No se considera empuje activo vertical por cuanto β=0 en el caso dinámico

F.S. No. Dinam=	3.22	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinam=	3.18	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/m
Resist. Friccion:	W*(tan(ϕ))	5.25	t/m
Presión pasiva	P_{ab}	2.67	t/m
	Total	14.00	t/m

P_{ah}	2.69
P_{qsuelo}	0.04
P_w	0.13
$P_{sobrecarga}$ =	0.00
$P_{sobrecarga}$ =	0.00

Total	2.86

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (t/m)
1	0.42
2	0.00
3	0.06
4	0.13
5	0.38
6	0.00
7	0.25
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	1.24

Fsppa

Fuerza Inercial total

F.S. Ns:	3.41	considerando el pasivo
F.S. Ns:	1.28	sin considerar el pasivo
F.S. Ns:	1.93	considerando K_y/(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_{neto}	9.19	t-m/ml
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

$q_{adm\ suelo}$ = 0.0 t/m²

$q_{adm\ apoyo}$ = 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

$q_{máx}$ = 11.32 t/m²

$q_{mín}$ = 2.12 t/m²

F.S. =	0.00
F.S. =	0.00

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma\left[\beta_D D + \beta_L (L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R+S+T) + \beta_{EQ} EQ\right]$$

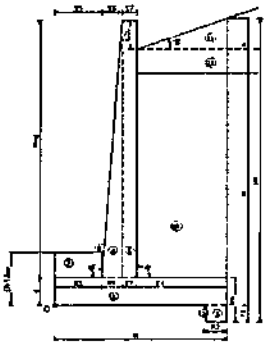
TABLA A 3.12-1
Tabla de coeficientes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
GRUPO	γ	FACTORES										
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	βD	1.67	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	βD	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	βD	0	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	βD	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	βD	0	0	βE	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	βE	0	0	0	0	0	0	0

βE	=	1.0
βE	=	1.3

COMBINACIONES DE CARGA				
	L	D	E	EQ
Hipotesis(1)=	2.17	1.3	1.65	0.00
Hipotesis(2)=	0.00	1.03	1.65	1.05

γ Factor de carga
B Coeficiente de carga
D Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierra
B Flotación
SF Presión por flujo de la corriente
W Viento
WL Viento sobre carga viva
LF
R+S+T Asentamiento+Retracción+Temp
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	3.00 m
Zarpa delantera	(X1)	0.70 m
Zarpa trasera	(X9)	0.60 m
Altura de la zarpa	d	0.50 m
Base muro	(B)	2.00 m
Ancho superior vastago	(X7)	0.30 m
Vástago inferior	(X8+X7+X6)	0.50 m
Altura del diente	(Y1)	0.30 m

DATOS DE DISEÑO

f'c=	21.1	Mpa
fy=	420	Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R= 0.075 m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_a = 28.37 kN/m

Etotal 38.68 kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{SOBRECARGA}$ = 12.31 kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

$P_{a\,adic}$ = 0.49 kN/m

Etotal 39.11 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vbase	38.68	kN/m
Vu	65.37	kN/m
vu	130.74	kN/m
ϕVc	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vbase	39.11	kN/m
Vu	39.11	kN/m
vu	78.22	kN/m
ϕVc	574.18	kN/m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mbase	49.23	Kn m
Mu	83.20	kN/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0011	
ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	5	
S	0.20	m

1 No 5 c/0.2 m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Mbase	43.09	Kn m
Mu	43.09	kN/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0006	
ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	5	
S	0.20	m

1 No 5 c/0.2 m

ARMADURA CARA EXPUESTA

ρ Mínimo	0.0018	
As	9.00	cm2
As min	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

ρ Máxima 0.0181437

	CASO 1		CASO 2		Vastago	d	vu		As_{min}	$As_{requerido}$	Barra No.	Separación	separación A	separación B
y(m)	Vu(KN)	Mu (NK M)	Vu(KN)	Mu (NK-M)	(m)	(m)	kN/m		cm²/ml	cm²/ml		m		
1.50	20.06	16.34	11.99	7.38	0.400	0.350	57.31	OK	6.30	1.24	5	0.25	0.2	0
1.88	28.55	27.02	17.06	12.83	0.425	0.375	76.14	OK	6.75	1.92	5	0.25	0.2	0
2.25	38.44	41.37	22.99	20.39	0.450	0.400	96.11	OK	7.20	2.76	5	0.25	0.2	0
3.00	62.40	83.20	37.35	43.09	0.500	0.450	138.66	OK	8.10	4.96	5	0.20	0.2	0

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σmax	98.73	kN/m2
σmin	17.95	kN/m2
σ a-b	70.48	kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Va-b	50.82	kN/m
Vu	85.66	kN/m
vu	171.76	kN/m²
ϕVc	574.18	kN/m²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
As min	1.82	cm2
As diseño	4.05	cm2
Barra No	4	
Cant	4	
S	0.25	m

1 No 4 c/0.25 m

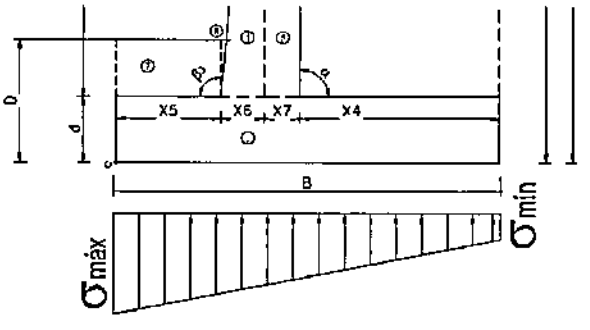
FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Ma-b	18.94	Kn m/m
Mu	32.01	kN-m/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0004	
ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	5	
S	0.20	m

1 No 5 c/0.2 m

0.094



3.6 VOLADIZO DEL TALON

σmax	98.73	kN/m2
σmin	17.95	kN/m2
σ c-c	50.26	kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vc-c	-38.95	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	-65.83	kN/m	
vu	131.66	kN/m²	
ϕVc	574.18	kN/m²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018		
As	8.10	cm2	
As min	2.6	cm2	2.6 cm2 X (X9)
As diseño	4.05	cm2	
Barra No	[redacted]		
Cant	4		
S	0.25	m	

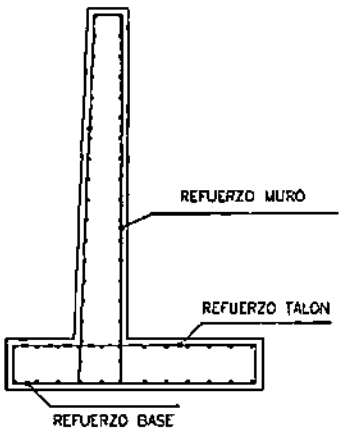
Refuerzo: 1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mc-b	17.30	Kn.m	
Mu	29.24	kN-m	
b	1	m	
h	0.50	m	
d'	0.050	m	
d	0.45	m	> 0.09
f'c	211	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0.0004		
ρ Mínima	0.0018		
As	8.10	cm2	
Barra No	[redacted]		
Cant	5		
S	0.20	m	

Refuerzo: 1 No 5 c/0.2 m



3.5 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vc-c	8.75	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	14.78	kN/m	
vu	153.09	kN/m²	
ϕVc	574.18	kN/m²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018		
As	7.74	cm2	
As min	2.6	cm2	2.6 cm2 X (X9)
As diseño	3.87	cm2	
Barra No	[redacted]		
Cant	4		
S	0.25	m	

Refuerzo: 1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mc-b	4.69	Kn.m	
Mu	7.92	kN-m	
b	1	m	
h	0.50	m	
d'	0.070	m	
d	0.43	m	> 0.05
f'c	211	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0.0001		
ρ Mínima	0.0018		
As	7.74	cm2	
Barra No	[redacted]		
Cant	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

RELLENO SELECCIONADO

SUELO		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes
C (t/m²)	0.0					0.58		
ϕ	30.0	0.524	ϕ	30	0.524	δ (+)	17.50	0.305
$\beta_{1\,rel}$	0.0	0.000	γ (t/m³)	2		α	90	1.571
β_2	0.0	0.000				β_1	93.2	1.627
Angulo 45°	45	0.785	Altura relleno (m)	3.50	Sobrecarga		1.20	t/m²
γ (t/m³)	usar 1.80		Ancho suelo (m)	2.30				
Angulo rad°	3.142							

(viva + peso pavimento)

δ (+) : se considera el ϕ resistente : fricción suelo - suelo

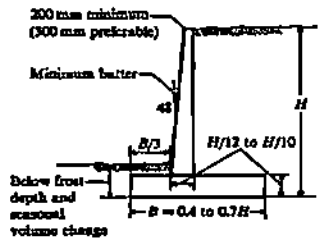
Combinación ángulos		seno	Seno *	tan
α + ϕ	2.094	0.8660	0.7500	
α − δ	1.266	0.8537		
ϕ + δ	0.829	0.7373		
ϕ − β_1	0.524	0.5000		
α + β_1	1.571	1.0000		
α	1.571	1.0000	1.0000	
180 − α	1.571			0.000
180 − β_1	1.515			17.866
α − ϕ	1.047	0.8660	0.7500	
α + δ	1.876	0.9537		
ϕ + β_1	0.524	0.5000		
α + β_1	1.571	1.0000		

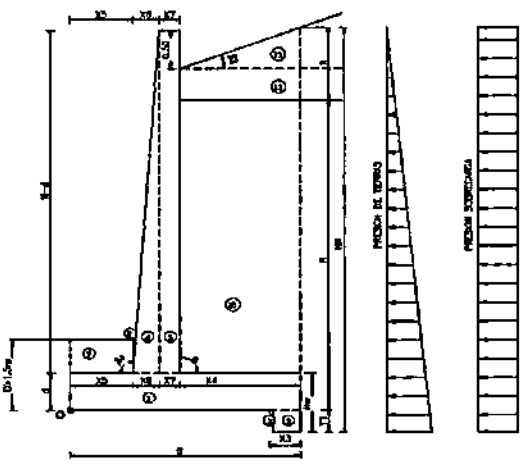
FACTORES DE SEGURIDAD	ESTÁTICOS	DINÁMICOS
Volcam.	2.59	2.90
Desliz.	2.03	1.84
Cap. Port.	1.52	1.83
e<B/6	0.25	0.29
B/6 B/4	0.38	0.58

Estructura de pavimento:

h_{pav}=	0.00	m
γ_{pav}=	2.25	t/m³
q_{viva}=	1.20	t/m²
hsobrec	0.6	m

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO				
L (Sección)	6.00	Volumen (m3/ml)	2.76			
H	4.60	Altura Libre	3.50			
Y1	0.30	Base	2.30			
Y_2	0.00	Talon	0.80			
D	1.50	Ventago	0.60			
h	0.000	Pata	1.00			
d	0.50	F.S. Estático				
HR	4.50	Volcam.	2.59			
X_1	1.60	Desliz.	2.03			
X_2	0.00	Cap. Port.	1.52			
X_3	0.50	e<B/6	0.25			
X_4	0.80	B/4	0.38			
X_5	1.00	F.S Dinámico				
X_6	0.20	Volcam.	2.90			
X_7	0.30	Desliz.	1.84			
X_8	0.00	Cap. Port.	1.83			
X_9	0.60	e<B/6	0.29			
X_{10}	0.00	B/4	0.58			
B	2.30	Se requiere protección geotécnica contra erosión				
H_w	0.60	en la pata del muro por quedar en el borde del talud				





1. ANALISIS ESTATICO

K_a = 0.299
K_o = 0.000

1.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_a = 3.68 t/m

1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{sobrecarga}$ = 1.44 t/m

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro :

Y_a : 1.33 m

$Y_{sobrecarga}$: 1.75 m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

$M_{r\,pantalla}$ W Concreto 2.4

Figura	DIMENSIONES B (m)	DIMENSIONES H (m)	AREA m2	MATERIAL t/m3	PESO t/ml	BRAZO m	Momento tm/ml
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	0.30	0.15	2.4	0.36	2.05	0.74
4	0.20	3.50	0.35	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	0.06	1.00	0.03	2.0	0.06	1.02	0.06
9	0.00	3.50	0.00	2.0	0.00	1.50	0.00
10	0.80	3.50	2.80	2.0	5.60	1.90	10.64
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_w	0.00	2.30	0.00
P_a	6.75		

$Mo_{pantalla}$

P_{sc}	3.68	1.333	4.88
P_w	0.13	0.17	0.02
P_{sobrec} =	1.87	1.75	2.40

Se considera la presencia de agua por debajo del libro
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.73	considerando P_w y rellenos pasivos
F.S. No =	2.73	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.69	sin P_w y sin rellenos pasivos

Total		14.14		19.96

Nota: P_{ae} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/m
Resist. Friccion:	W*0.50	5.07	t/m
Presión pasiva	P_{ep}	8.75	t/m
	Total	14.82	t/m

$C_{cimentación} = 0.5C'$

P_{ad}	3.68	t/m
P_v	0.13	t/m
$P_{desest.} =$	1.37	t/m

F.S. Ns:	2.87	considerando el empuje pasivo
F.S. Ns:	1.18	sin considerar el empuje pasivo
F.S. Ns:	2.03	considerando $K_p/(F.S.=2)$

1.5 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Mneto:	12.664	t-m/ml
X cent. :	0.90	m
e:	0.25	m
B/6 :	0.38	m

Medidos desde el punto O

OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{admisible} =$ 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

$q_{talón} =$ 13.12 t/m²

$q_{dedo} =$ 2.66 t/m²

F.S. =	1.52
F.S. =	1.52

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes	n_h	K_h	K_v
C (t/m²)	0.0										
ϕ	30	0.524	ϕ	30.00	0.524	δ	17.50	0.305			
β_1	0.0	0.000	γ (t/m³)	2.00		θ	0.197	0.003		0.175	0.1225
Angulo 45°	45	0.785	Altura (m)	3.50		α	90.000	1.571			
			Ancho muro (m)	2.30							

Combinación de ángulos	Seno	Seno²	Coseno	Coseno²
$\phi+\alpha+\beta =$	2.098	0.864	0.747	-0.503	0.253
θ	0.197	0.196	0.038	0.981	
$\alpha-\delta-\theta$	1.282	0.953		0.304	
$\phi+\beta$	0.829	0.737			
$\phi-\beta-\theta$	0.520	0.497			
$\beta+\alpha$	1.571	1.000			
α	1.571	1.000	1.000	0.000	0.000

$K_{ae} =$ 0.305

2.1 EMPUJE DINAMICO Fappe 1.13 t/m Fuerza sismica del peso propio

$P_{ae} =$ 0.06 t/ml

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 2.67 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_r	19.96
M_v	18.91

Considerando rellenos pasivos en Pav y en rellenos pasivos que estabilizan

M_v

	W (t/m)	Brazo (m)	Momento (tm/ml)
$P_{ae\ estat.}$	3.66	1.33	4.88
$P_{ae\ dinám.}$	0.06	2.67	0.16
P_v	0.13	0.17	0.02
$P_{estructural} =$	0.00	1.75	0.00
$P_{relleno\ pas} =$	0.00	2.87	0.00
Total	4.98		5.06

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

Momentos marginales

Pesos	W (t/m)	Brazo (m)	Momento (tm/ml)
1	0.48	1.15	0.56
2	0.00	1.90	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
Sumas	2.47	subtotal	1.63
P_{ae}	0.00	2.30	0.00
P_{ep}	0.75		
Total	2.47		1.63

No se considera empuje activo vertical por cuanto $\delta=0$ en el caso dinámico

F.S. No. Dinam=	2.98	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinam=	2.90	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/m
Resist. Friccion:	W*tan(ϕ)	6.07	t/m
Presión pasiva	P_{pp}	2.67	t/m
	Total	14.82	t/m

P_{ae}	3.66
P_{agua}	0.00
P_{ss}	0.13
$P_{pantalla}$ *	0.00
$P_{pasiva\ din.}$ *	0.00

Total	3.65

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (t/m)
1	0.48
2	0.00
3	0.06
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. Na:	2.77	considerando el pasivo
F.S. Na:	1.14	sin considerar el pasivo
F.S. Na:	1.64	considerando K_h(F.S.=2)

Se considera pasivo solo por debajo del punto O, debido a la erosión del suelo

Fapp=

2.4 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

M_{resis}	12.21	t.m/ml
X centr.	0.86	m
e	0.29	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

$q_{adm\ suelo}$ = 20.0 t/m^2

Presiones aplicadas al suelo:

q_{max} = 12.26 t/m^2

q_{min} = 1.78 t/m^2

F.S. =	1.63
F.S. =	1.63

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

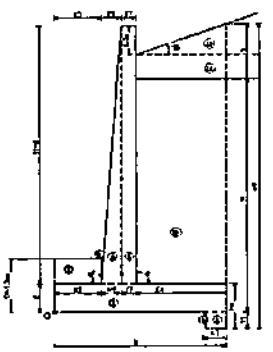
$$Grupo(N) = \gamma\left[\beta_D D + \beta_L (L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R+S+T) + \beta_{EQ} EQ\right]$$

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	βD	1.67	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	βD	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	βD	0	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	βD	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	βD	0	0	βE	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	βE	0	0	0	0	0	0	0

			COMBINACIONES DE CARGA				
βD	=	1.0		L	D	E	EQ
βE	=	1.3	Hipotesis(1)=	2.17	1.30	1.69	0.64
			Hipotesis(2)=	0.98	1.00	1.69	1.69

γ Factor de carga
β Coeficiente de carga
D Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierra
B Flotación
SF Presión por flujo de la corriente
W Viento
WL Viento sobre carga viva
LF
R+S+T Asentamiento+Retracción+Temp
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	3.50 m
Zarpa delantera	(X1)	1.00 m
Zarpa trasera	(X9)	0.80 m
Altura de la zarpa	d	0.50 m
Base muro	(B)	2.30 m
Ancho superior vastago	(X7)	0.30 m
Vástago inferior	(X6+X7+X8)	0.50 m
Altura del diente	(Y1)	0.30 m

DATOS DE DISEÑO

f'c = 21.1 Mpa
fy = 425 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R = 0.0500 m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_a = 35.90 kN/m

Etotal 49.96 kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{sobrecarga}$ = 14.07 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vsobre	49.96	kN/m
Vu	84.44	kN/m
vu	188.87	kN/m
ϕVc	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vsobre	50.55	kN/m
Vu	50.55	kN/m
vu	101.10	kN/m
ϕVc	574.18	kN/m

ARMADURA CARA EXPUESTA

ρ Mínima	0.0018
As	9.00 cm2
As mín	2.6 cm2
As diseño	4.50 cm2
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m

1 Ng 4 c/0.25 m

CADA CARA

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

$P_{s\,ad}$ = 0.59 kN/m

Etotal 50.55 kN/m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mseo	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'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0018	
ρ Máxima	0.0161437	
ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	5	
S	0.20	m

1 No 5 c/0.2 m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Mseo	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'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0009	
ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	5	
S	0.20	m

1 Ng 5 c/0.2 m

	CASO 1		CASO 2		Vastago	d	Vu		As_{min}	$As_{Requerido}$	Barra No	Separación	separación A	separación B
y(m)	Vu(KN)	Mu (NK-M)	Vu(KN)	Mu (NK-M)	(m)	(m)	kN/m		cm²/ml	cm²/ml		m		
1.75	25.57	23.07	15.27	10.79	0.400	0.350	73.05	OK	5.30	1.75	5	0.25	0.2	0
2.19	36.70	38.79	21.94	18.97	0.425	0.375	97.86	OK	6.75	2.75	5	0.25	0.2	0
2.63	49.72	59.92	29.75	28.36	0.450	0.400	124.31	OK	7.20	4.01	5	0.25	0.2	0
3.50	81.47	122.49	48.79	64.79	0.500	0.450	181.03	OK	8.10	7.38	4	0.20	0.2	0

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σmax	100.18	kN/m2
σmin	20.29	kN/m2
σ a-b	65.45	kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vse	70.61	kN/m
Vu	119.65	kN/m
vu	239.35	kN/m²
ϕVc	574.18	kN/m²

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018
As	8.10 cm2
As mín	2.6 cm2
As diseño	4.05 cm2
Barra No	4
Cant	4
S	0.25 m

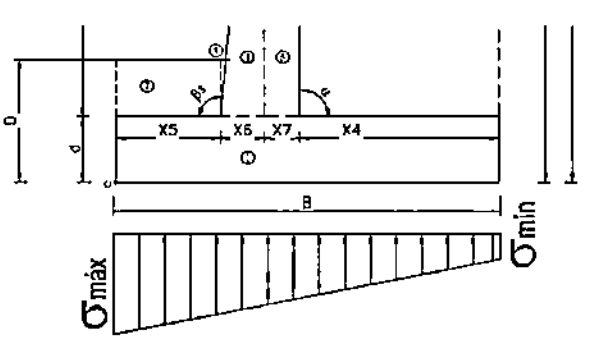
1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mse	36.30	Kn.m/m
Mu	64.73	kN-m/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m> 0.134
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0008	
ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	5	
S	0.20	m

1 No 5 c/0.2 m



3.5 VOLADIZO DEL TALON

σmax	100 18	kN/m2
σmin	20 29	kN/m2
σ c-c	46 08	kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vc-c	-46 73	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	-78 66	kN/m	
vu	157 95	kN/m²	
ϕVc	574 18	kN/m²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018		
As	8 10	cm2	
As min	2.6	cm2	2 6 cm2 X (X9)
As diseño	4 05	cm2	
Barra No	4		
Cant	4		
S	0 25	m	

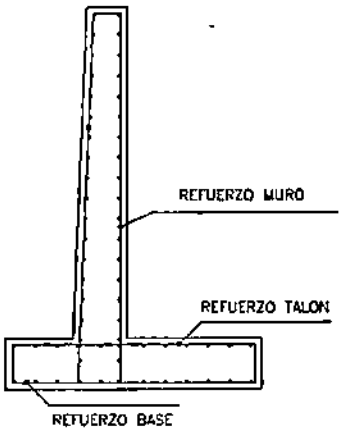
Refuerzo= 1 No 4 c/0 25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mc-c	20 17	Kn m	
Mu	34 10	kN-m	
b	1	m	
h	0 50	m	
d'	0 050	m	
d	0 45	m	> 0 10
f'c	211	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0 0004		
ρ Mínima	0 0018		
As	8 10	cm2	
Barra No	5		
Cant	5		
S	0 20	m	

Refuerzo= 1 No 5 c/0 2 m



3.6 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vc-c	8 75	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	14 78	kN/m	
vu	183 87	kN/m²	
ϕVc	574 18	kN/m²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018		
As	7.74	cm2	
As min	2 6	cm2	2 6 cm2 X (X9)
As diseño	3 87	cm2	
Barra No	4		
Cant	4		
S	0 25	m	

Refuerzo= 1 No 4 c/0 25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mc-c	4 69	Kn.m	
Mu	7.92	kN-m	
b	1	m	
h	0 50	m	
d'	0 070	m	
d	0 43	m	> 0 05
f'c	211	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0 0001		
ρ Mínima	0 0018		
As	7 74	cm2	
Barra No	4		
Cant	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		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes
C (t/m²)	0.0					0.58		
ϕ	30.0	0.524	ϕ	30 °(1	0.524	δ (+)	17.50	0.305
$\beta_{1\,min}$	0.0	0.000	γ (t/m³)	2		α	60	1.571
β_2	0.0	0.000				β_3	92.8	1.620
Angulo 45°	45	0.785	Altura relleno (m)	4.00	Sobrecarga		1.20	t/m² (viva + peso pavimento)
γ (t/m³)	1.80		Ancho base (B/H)	2.50	ϕ (+) : se considera el ϕ residual : fricción suelo - suelo			
Angulo 180°	3.142							

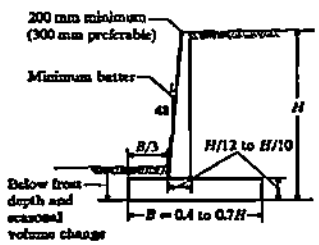
Combinación ángulos	seno	Seno °	tan
α + ϕ	2.094	0.8660	0.7500	
α − δ	1.265	0.9537		
ϕ + δ	0.829	0.7373		
ϕ − β_2	0.524	0.5000		
α + β_1	1.571	1.0000		
α	1.571	1.0000	1.0000	
180 − α	1.571			0.000
180 − β_2	1.522			20.446
α − ϕ	1.047	0.8660	0.7500	
α + δ	1.878	0.9537		
ϕ + β_2	0.524	0.5000		
α + β_2	1.571	1.0000		

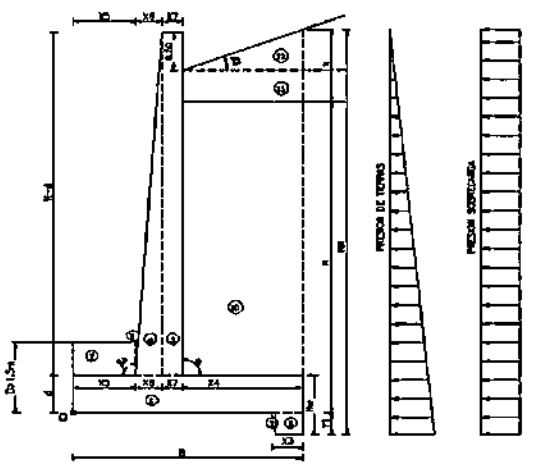
FACTORES DE SEGURIDAD	ESTATICOS	DINAMICOS
Volcam.	2.34	2.59
Desliz.	1.82	1.58
Cap. Port.	1.34	1.43
e<B/6	0.31	0.38
B/6 B/4	0.42	0.63

Estructura de pavimento:

h_{pav}=	0.000	m
γ_{pav}=	2.25	T/m³
q_{viva}=	1.20	T/m²
hsobre=	0.0	m

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO				
L (Sección)	6.00	Volumen (m3/m)	9.06			
H	4.50	Altura Libre	4.00			
Y1	0.40	Base	2.50			
Y_2	0.00	Talon	0.80			
D	1.50	Ventago	0.90			
h	0.000	Pata	1.20			
d	0.50	F.S. Estático				
HR	4.90	Volcam.	2.34			
X_1	1.20	Desliz.	1.82			
X_2	0.00	Cap. Port.	1.34			
X_3	0.50	e<B/6	0.31			
X_4	0.80	B/4	0.42			
X_5	1.20	F.S Dinámico				
X_6	0.20	Volcam.	2.59			
X_7	0.30	Desliz.	1.58			
X_8	0.00	Cap. Port.	1.43			
X_9	0.80	e<B/6	0.38			
X_{10}	0.05	B/6	0.63			
B	2.50	Se requiere protección geotécnica contra erosión				
H_m	0.50	en la pata del muro por quedar en el borde del talud				





3.5
1.4
2.45

1. ANALISIS ESTATICO

K_a = 0.299
K_p = 3.000

1.1 EMPUJE DE TIERRAS **1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA**

P_a = 4.78 t/m $P_{sobrecarga}$ = 1.61 t/m

Lugar de aplicación de la carga, medida desde la base del muro :

Y_a : 1.50 m $Y_{sobrecarga}$: 2.00 m

1.3 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Mr_{normal} W Concreto= 2.4

Figura	DIMENSIONES B (m)	DIMENSIONES H (m)	AREA m2	MATERIAL t/m3	PESO t/ml	BRAZO m	Momento t/ml/ml
1	2.50	0.50	1.25	2.4	3.00	1.25	3.75
2	0.00	0.40	0.00	2.4	0.00	1.20	0.00
3	0.50	0.40	0.20	2.4	0.48	2.25	1.08
4	0.20	4.00	0.40	2.4	0.96	1.33	1.28
5	0.30	4.00	1.20	2.4	2.88	1.55	4.46
6	0.00	4.00	0.00	2.4	0.00	1.70	0.00
7	1.20	1.00	1.20	2.0	2.40	0.60	1.44
8	0.05	1.00	0.03	2.0	0.05	1.22	0.06
9	0.00	4.00	0.00	2.0	0.00	1.70	0.00
10	0.80	4.00	3.20	2.0	6.40	2.10	13.44
11	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	2.10	0.00
12	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	2.23	0.00
Suma					16.2	subtotal	25.5

P_{ev}		0.00	2.50	0.00
P_{ph}		0.75		

Mo_{normal}

P_a	4.78	1.500	7.18
P_w	0.13	0.17	0.02
P_{sobrec} =	1.54	2.00	3.08

Se considera la presencia de agua por debajo del filtro
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.48	considerando P_{ph} y rellenos pasivos
F.S. No =	2.48	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.34	sin P_{ph} y sin rellenos pasivos

Total		18.17		25.51

Nota: P_{ae} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/m
Resist. Fricción:	W*0.50	8.89	t/m
Presión pasiva	P_{ph}	9.75	t/m
	Total	18.63	t/m

$C_{concreto} = 0.5C'$

P_{adT}	4.75	t/m
P_{ae}	0.13	t/m
$P_{activo\ H} =$	1.54	t/m

F.S. Ns:	2.58	considerando el empuje pasivo
F.S. Ns:	1.07	sin considerar el empuje pasivo
F.S. Ns:	1.62	considerando $K_p/(F.S.=2)$

1.5 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Mneto:	15.236	t-m/m	
X centr. :	0.94	m	Medidos desde el punto O
e:	0.31	m	
B/6 :	0.42	m	OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{admisible} =$ 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

$q_{max} =$ 14.91 t/m²
$q_{min} =$ 2.24 t/m²

F.S. =	1.34
F.S. =	1.34

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes	a_h	K_h	K_v
C (t/m²)	0.0										
ϕ	30	0.524	ϕ	30.00	0.524	δ	17.50	0.305			
β_1	0.0	0.000	γ (t/m³)	2.00		θ	0.197	0.003		0.175	0.1225
Angulo 45°	45	0.785	Altura (m)	4.00		α	90.000	1.571			
			Ancho muro (m)	2.50							

Combinación de ángulos	seno		Seno²	Coseno	Coseno²
$\phi+\alpha+\theta =$	2.068	0.864	0.747	-0.503	0.253
θ	0.197	0.196	0.038	0.981	
$\alpha-\delta-\theta$	1.262	0.953		0.304	
$\phi+\delta$	0.829	0.737			
$\phi-\beta-\theta$	0.520	0.497			
$\beta+\alpha$	1.571	1.000			
α	1.571	1.000	1.000	0.000	0.000

$K_{ae} =$ 0.305

2.1 EMPUJE DINAMICO Fespa= 1.25 t/m Fuerza sísmica del peso propio

$P_{ae} =$ 0.08 t/m

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 3.00 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_r	25.51
M_v	24.01

Considerando rellenos pasivos
sin Pav y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_s

	W (t/m)	Brazo (m)	Momento (tm/m)
$P_{adestab}$	4.75	1.60	7.18
$P_{adestab}$	0.08	3.00	0.23
P_{ae}	0.13	0.17	0.02
$P_{estructura} =$	0.00	2.00	0.00
$P_{pavimento} =$	0.00	3.27	0.00
Total	5.27		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 (t/m)	Brazo (m)	Momento (tm/m)
1	0.53	1.25	0.66
2	0.00	1.20	0.00
3	0.08	2.25	0.19
4	0.17	1.33	0.22
5	0.50	1.55	0.78
6	0.00	1.70	0.00
7	0.42	0.60	0.25
8	0.01	1.22	0.01
9	0.00	1.70	0.00
10	1.12	2.10	0.00
11	0.00	2.10	0.00
12	0.00	2.25	0.00
Suma	2.83	subtotal	2.11
P_{ae}	0.00	2.50	0.00
P_{ph}	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. Dinam=	2.59	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/ml
Resist. Friccion:	W*(tanϕ)	6.89	t/ml
Presión pasiva	P_{pp}	3.67	t/ml
	Total	10.63	t/ml

P_{pp}	4.78
$P_{(fricc)}$	0.06
P_{pr}	0.15
$P_{sobrecarga}$ =	0.00
$P_{cargas\ ext}$ =	0.00

Total	4.99

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W (t/ml)
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

Fepp=

Fuerza inercial total

F.S. Ns:	2.48	considerando el pasivo
F.S. Ns:	1.03	sin considerar el pasivo
F.S. Ns:	1.58	considerando K_h(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_{resis}	14.47	t-m/ml
X centr.	0.89	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

$q_{adm\ suelo}$ = 0.0 t/m²

$q_{adm\ suelo}$ = 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

q_{max} = 13.97 t/m²

q_{min} = 1.11 t/m²

F.S. =	0.00
F.S. =	1.43

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

$$Grupo(N) = \gamma\left[\beta_D D + \beta_L(L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R+S+T) + \beta_{EQ} EQ\right]$$

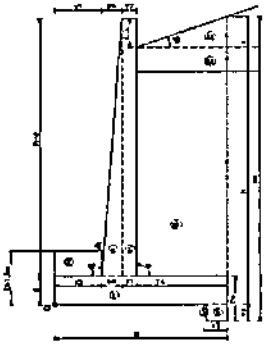
TABLA A.3.12-1
Tabla de coeficientes

GRUPO	1 γ	2 FACTOR β D	3 L+I	4 CF	5 E	6 B	7 SF	8 W	9 WL	10 LF	11 R+S+T	12 EQ
I	1.30	βD	1.67	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	βD	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IR	1.30	βD	0	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	βD	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	βD	0	0	βE	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	D	βE	0	0	0	0	0	0	0

βe	=	1.0
βr	=	1.3

COMBINACIONES DE CARGA	L	D	E	EQ
Hipotesis(1)=	2.17	1.30	1.04	0.65
Hipotesis(2)=	0.98	1.69	1.05	1.69

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 Asentamiento+Retracción+Temp
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	4.00 m
Zarpa delantera	(X1)	1.20 m
Zarpa trasera	(X9)	0.60 m
Altura de la zarpa	d	0.50 m
Base muro	(B)	2.50 m
Ancho superior vastago	(X7)	0.30 m
Vástago inferior	(X8+X7+X8)	0.50 m
Altura del diente	(Y1)	0.40 m

DATOS DE DISEÑO

f'c=	21.1	Mpa
fy=	420	Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R=	0.075	m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_s = 48.89 kN/m
Etotal 82.71 kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{SOBRECARGA}$ = 15.82 kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

P_{adic} = 0.77 kN/m
Etotal 83.48 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vtierra	82.71	kN/m
Vu	105.86	kN/m
vu	211.86	kN/m
ϕVc	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Vtierra	83.48	kN/m
Vu	83.48	kN/m
vu	126.95	kN/m
ϕVc	574.18	kN/m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mtierra	101.98	Kn.m
Mu	172.34	kN/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0023	
ρ Minima	0.0018	
As	10.41	cm2
Barra No	5	
Cant	6	
S	0.16	m

1 No 5 c/0.16 m

HIPOTESIS DE CARGA 2

Mtierra	92.69	Kn.m
Mu	92.69	kN/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0012	
ρ Minima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	5	
S	0.20	m

1 No 5 c/0.2 m

ARMADURA CARA EXPUESTA

ρ Minima	0.0018	
As	9.00	cm2
As min	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

ρ Máxima 0.0161437

	CASO 1		CASO 2		Vastago	d	vu		As_{min}	$As_{diseño}$	Barra No	Separación	separación A	separación B
y(m)	Vu(KN)	Mu (NK-M)	Vu(KN)	Mu (NK-M)	(m)	(m)	kN/m		cm^2/ml	cm^2/ml		m		
2.00	31.69	31.36	18.65	15.10	0.400	0.350	90.54	OK	6.30	2.39	5	0.25	0.32	0
2.50	45.81	53.24	27.41	26.75	0.425	0.375	122.16	OK	6.75	3.80	5	0.25	0.32	0
3.00	62.40	83.20	37.35	41.06	0.450	0.400	156.00	OK	7.20	5.59	5	0.25	0.32	0
4.00	101.01	172.34	61.72	92.69	0.500	0.450	278.91	OK	8.10	10.41	5	0.16	0.32	0

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σmax	110.19	kN/m2
σmin	16.58	kN/m2
σ a-b	85.28	kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Va-b	90.67	kN/m
Vu	153.57	kN/m
vu	307.14	kN/m^2
ϕVc	574.18	kN/m^2

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

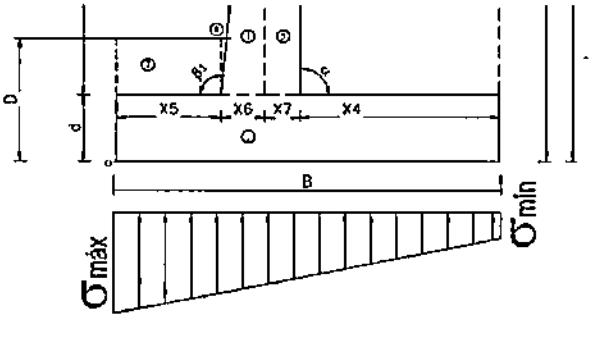
Ma-b	59.91	Kn.m/m
Mu	101.25	kN-m/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m> 0.168
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0013	
ρ Minima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	5	
S	0.20	m

1 No 5 c/0.2 m

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Minima	0.0018	
As	8.10	cm2
As min	3.12	cm2
As diseño	4.05	cm2
Barra No	4	
Cant	4	
S	0.25	m

1 No 4 c/0.25 m



3.5 VOLADIZO DEL TALON

σmax	110.19	kN/m2
σmin	16.58	kN/m2
σ c-s	46.54	kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vcs	-58.67	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	-95.77	kN/m	
vu	191.55	kN/m²	
ϕVc	574.18	kN/m²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018	
As	8.10	cm2
As min	2.6	cm2
As diseño	4.05	cm2
Barra No	4	
Cant	4	
S	0.25	m

2.6 cm2 X (X9)

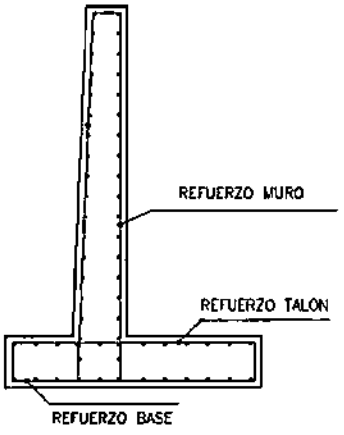
Refuerzo= 1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mcs	24.27	Kn.m	
Mu	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	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0.0005		
ρ Mínima	0.0018		
As	8.10	cm2	
Barra No	5		
Cant	5		
S	0.20	m	

Refuerzo= 1 No 5 c/0.2 m



3.5 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vcs	9.75	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	16.47	kN/m	
vu	222.73	kN/m²	
ϕVc	574.18	kN/m²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0.0018	
As	7.74	cm2
As min	2.6	cm2
As diseño	3.87	cm2
Barra No	4	
Cant	4	
S	0.25	m

2.6 cm2 X (X9)

Refuerzo= 1 No 4 c/0.25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Mcs	5.68	Kn.m	
Mu	9.93	kN-m	
b	1	m	
h	0.50	m	
d'	0.070	m	
d	0.43	m	> 0.05
f'c	211	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0.0001		
ρ Mínima	0.0018		
As	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		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes
C (t/m²)	0.0					0.58		
ϕ	30.0	0.524	ϕ	30	0.524	δ (°)	17.50	0.305
β_1	0.0	0.000	γ (t/m³)	2		α	90	1.571
β_2	0.0	0.000				β_3	52.8	1.618
Angulo 45°	45	0.785	Altura relleno (m)	4.50	Sobrecarga		1.20	t/m²
γ (t/m³)	1.80		Ancho muro (B)(m)	2.90				
Angulo 180°	3.142							

(Viva + peso pavimento)

Ángulo de fricción suelo - suelo

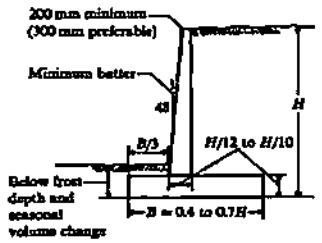
Combinación ángulos	seno	Seno ²	tan
$\alpha+\phi$	2.094	0.8660	0.7500	
$\alpha+\delta$	1.285	0.9537		
$\phi+\delta$	0.829	0.7373		
$\phi-\beta_1$	0.524	0.5000		
$\alpha+\beta_1$	1.571	1.0000		
α	1.571	1.0000	1.0000	
$180-\alpha$	1.571			0.000
$180-\beta_2$	1.525			22.022
$\alpha-\phi$	1.047	0.8660	0.7500	
$\alpha+\delta$	1.678	0.9537		
$\phi+\beta_1$	0.524	0.5000		
$\alpha+\beta_2$	1.571	1.0000		

FACTORES DE SEGURIDAD	ESTATICOS	DINAMICOS
Volcam.	2.35	2.62
Desliz.	1.68	1.51
Cap. Port.	1.48	1.40
e<B/6	0.31	0.42
B/6 B/4	0.48	0.73

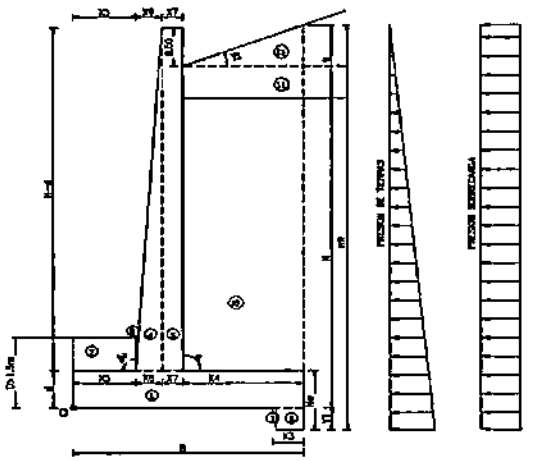
Estructura de pavimento:

h_{pav}=	0.00	m
γ_{pav}=	2.25	T/m³
q_{viva}=	1.20	T/m²
losa base	0.0	m

DIMENSIONES		OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO				
L (Sección)	6.00	Volumen (m3/m)	3.60			
H	5.00	Altura Libre	4.50			
Y1	0.50	Base	2.90			
Y_2	0.00	Talon	0.80			
D	1.50	Vastago	0.60			
h	0.000	Pata	1.60			
d	0.50	F.S. Estático				
HR	5.50	Volcam.	2.35			
X_1	1.60	Desliz.	1.68			
X_2	0.00	Cap. Port.	1.48			
X_3	0.50	e<B/6	0.31			
X_4	0.80	B/4	0.48			
X_5	1.60	F.S Dinámico				
X_6	0.20	Volcam.	2.62			
X_7	0.30	Desliz.	1.51			
X_8	0.00	Cap. Port.	1.40			
X_9	0.60	e<B/6	0.42			
X_{10}	0.04	B/4	0.73			
B	2.90	Se requiere protección geotécnica contra erosión				
H_0	0.50	en la pata del muro por quedar en el borde del talud				



3.5
1.4
2.45



1. ANALISIS ESTATICO

K_a = 0.299
K_p = 3.000

1.1 EMPUJE DE TIERRAS **1.2 EMPUJE DE SOBRECARGA**

P_a = 6.08 t/m $P_{sobrecarga}$ = 1.79 t/m

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

Mr $_{estatico}$ W Concreto= 2.4

Figura	DIMENSIONES B (m)	H (m)	AREA m2	MATERIAL t/m3	PESO t/m	BRAZO m	Momento tm/m
1	2.90	0.50	1.45	2.4	3.48	1.45	5.05
2	0.00	0.50	0.00	2.4	0.00	1.80	0.00
3	0.50	0.50	0.25	2.4	0.60	2.65	1.59
4	0.20	4.50	0.45	2.4	1.08	1.73	1.87
5	0.30	4.50	1.35	2.4	3.24	1.95	6.32
6	0.00	4.50	0.00	2.4	0.00	2.10	0.00
7	1.60	1.00	1.60	2.0	3.20	0.80	2.56
8	0.04	1.00	0.02	2.0	0.04	1.61	0.07
9	0.00	4.50	0.00	2.0	0.00	2.10	0.00
10	0.80	4.50	3.60	2.0	7.20	2.50	18.00
11	0.60	0.00	0.00	2.0	0.00	2.50	0.00
12	0.80	0.00	0.00	2.0	0.00	2.53	0.00
Suma					18.8	subtotal	35.5

P_{av}		0.00	2.90	0.00
P_{ph}		10.80		

Mo $_{suma}$

P_{ah}	6.06	1.667	10.09
P_{av}	0.13	0.17	0.02
$P_{sobrec.}$ =	1.71	2.25	3.85

Se considera la presencia de agua por debajo del filtro
Incluye carga viva y peso de la estructura de pavimento

F.S. No =	2.64	considerando P_{av} y rellenos pasivos
F.S. No =	2.64	considerando rellenos pasivos
F.S. No =	2.35	sin P_{av} y sin rellenos pasivos

Total		18.84	33.48

Nota: P_{pv} sólo se considera para análisis al volcamiento

1.4 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/mL
Resist. Fricción:	W*0.60	17.82	t/ml
Presión pasiva	P_{ph}	10.80	t/ml
	Total	18.82	t/ml

$C_{concreto} = 0.5C'$

P_{ph}:	5.08	t/ml
P_p	0.13	t/ml
$P_{pasivo} =$	1.71	t/ml

F.S. No:	2.39	considerando el empuje pasivo
F.S. No:	0.99	sin considerar el empuje pasivo
F.S. No:	1.68	considerando K_p(F.S =2)

1.5 LOCALIZACION DE LA RESULTANTE SOBRE LA BASE DEL MURO

Mneto:	21.495	t-m/ml	
X cent.:	1.14	m	Medidos desde el punto O
e:	0.31	m	
B/6:	0.48	m	OK está en el tercio medio

1.6 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{admisible} =$ 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

$q_{max} =$ 13.55 t/m²
$q_{min} =$ 2.97 t/m²

F.S. =	1.48
F.S. =	1.48

2. ANALISIS DINAMICO

PARAMETROS DE DISEÑO

SUELO		radianes	RELLENO		Radianes	MURO		Radianes	a_h	K_h	K_v
C (t/m²)	0.0										
ϕ	30	0.524	ϕ	30.00	0.524	ß	17.50	0.305			
β_1	0.0	0.000	γ (t/m³)	2.00		δ	0.197	0.003		0.175	0.1225
Angulo 45°	45	0.785	Altura (m)	4.50		α	90.000	1.571			
			Ancho muro (m)	2.90							

Combinación de ángulos	seno	Seno²	Seno³	Coseno	Coseno²
ϕ+α+θ =	2.068	0.864	0.747	-0.503	0.253
θ	0.197	0.196	0.038	0.981	
α−ß−θ	1.262	0.953		0.304	
ϕ+ß	0.879	0.737			
ϕ−ß−θ	0.520	0.497			
ϕ+α	1.571	1.000			
α	1.571	1.000	1.000	0.000	0.000

$K_{ah} =$ 0.305

2.1 EMPUJE DINAMICO Fspo= 1.47 t/m Fuerza sísmica del peso propio

$P_{e\,din} =$ 0.10 t/ml

Lugar de aplicación de la carga dinámica: 3.33 m Medidos desde el punto O hacia arriba

2.2 ESTABILIDAD DINAMICA AL VOLCAMIENTO

M_r	35.45
M_v	32.63

Considerando rellenos pasivos
sin Pav y sin rellenos pasivos que estabilizan

M_o

	W (t/ml)	Brazo (m)	Momento (tm/ml)
$P_{st\,suelo}$	5.08	1.97	10.09
$P_{st\,concreto}$	0.10	3.33	0.33
P_p	0.13	0.17	0.02
$P_{pavimento} =$	0.00	2.25	0.00
$P_{estructura} =$	0.00	3.67	0.00
Total	7.75		10.44

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 (t/ml)	Brazo (m)	Momento (tm/ml)
1	0.61	1.45	0.88
2	0.00	1.60	0.00
3	0.11	2.65	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	0.80	0.45
8	0.01	1.61	0.01
9	0.00	2.10	0.00
10	1.25	2.50	0.00
11	0.00	2.50	0.00
12	0.00	2.63	0.00
Suma	3.30	subtotal	3.06
P_{ah}	0.00	2.90	0.00
P_{av}	0.75		
Total	3.30		3.06

No se considera empuje activo vertical por cuanto ß=0 en el caso dinámico

F.S. No. Dinam=	2.63	considerando rellenos pasivos
F.S. No. Dinam=	2.52	sin rellenos pasivos

2.3 ESTABILIDAD DINAMICA AL DESLIZAMIENTO

Resist. Corte:	C*B	0.00	t/m
Resist. Friction:	W(tan(ϕ))	7.82	t/m
Presión pasiva	P_{ph}	4.73	t/m
	Total	19.62	t/m

P_{ah}	6.06
P_{difer}	0.10
P_{sc}	0.13
$P_{sobrecarga}$ =	0.00
$P_{sobrecarga\ inf}$ =	0.00
Total	6.28

Fuerza total inestabilizadora de empuje de tierras

Fuerzas Inerciales

Pesos	W(t/m)
1	0.61
2	0.00
3	0.11
4	0.19
5	0.57
6	0.00
7	0.56
8	0.01
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
Suma	2.04

Fuerza Inercial total

Fespe

F.S. Ns:	2.24	considerando el pasivo
F.S. Ns:	0.94	sin considerar el pasivo
F.S. Ns:	1.51	considerando K_p(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_{resis}	19.33	t/m/m	
X centr.	1.03	m	Medidos desde el punto O
a	0.42	m	
B	2.90	m	OK está dentro de la base
B/4 :	0.73	m	

e<B	OK está dentro de la base
e>B	No está dentro de la base

2.5 CAPACIDAD PORTANTE

$q_{ult\ suelo}$ = 0.0 t/m²
$q_{adm\ suelo}$ = 20.0 t/m²

Presiones aplicadas al suelo:

q_{max} = 14.29 t/m²
q_{min} = 0.93 t/m²

F.S. =	1.40
F.S. =	1.40

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 HIPOTESIS DE CARGA

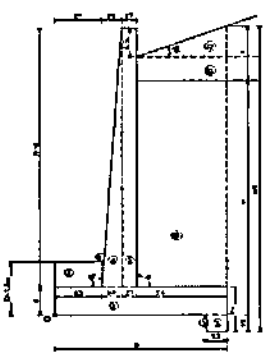
$$Grupo(N) = \gamma\left[\beta_D D + \beta_L (L+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R+S+T) + \beta_{EQ} EQ\right]$$

TABLA A 3.12-1
Tabla de coeficientes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
GRUPO	γ	FACTOR β										
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.30	βD	1.67	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.30	βD	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.30	βD	0	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
II	1.30	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	0	0
III	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	βD	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.00	βD	0	0	βE	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.30	βD	1	1	βE	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.20	βD	0	0	βE	1	1	1	0	0	0	0
X	1.30	1	1.67	0	βE	0	0	0	0	0	0	0

			COMBINACIONES DE CARGA				
βD	=	1.0		L	D	E	EQ
βL	=	1.3	Hipotesis(1)=	2.17	1.30	1.00	0.00
			Hipotesis(2)=	0.00	1.00	1.00	1.00

γ Factor de carga
β Coeficientes de carga
D Carga muerta
L Carga viva
I Impacto
CF Fuerza centrífuga
E Empuje de tierras
B Flotación
SF Presion por flujo de la corriente
W Viento
WL Viento sobre carga viva
LF
R+S+T Acortamiento+Retracción+Temp
EQ Sismo



3.2 GEOMETRIA Y MATERIALES ESTRUCTURA

DATOS ESTRUCTURA

Altura libre del muro	(H-d)	4.50 m
Zarpa delantera	(X1)	1.60 m
Zarpa trasera	(X9)	0.60 m
Altura de la zarpa	d	0.50 m
Base muro	(B)	2.60 m
Ancho superior vastago	(X7)	0.30 m
Vástago inferior	(X6+X7+X8)	0.90 m
Altura del diente	(Y1)	0.50 m

DATOS DE DISEÑO

f'c= 21.1 Mpa
fy= 420 Mpa

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

R= 0.0625 m

3.3 REFUERZO MURO

CONDICION ESTATICA

3.3.1 EMPUJE DE TIERRAS

P_a = 59.34 kN/m

Etotal 78.92 kN/m

3.3.2 EMPUJE DE SOBRECARGA

$P_{sobrecarga}$ = 17.58 kN/m

CONDICION DINAMICA

3.3.3 EMPUJE DE TIERRAS ADICIONAL

$P_{s\,din}$ = 0.97 kN/m

Etotal 77.89 kN/m

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

$V_{u\,esa}$	78.92	kN/m
Vu	130.00	kN/m
vu	260.00	kN/m
ϕVc	574.18	kN/m

HIPOTESIS DE CARGA 2

V_{pesa}	77.89	kN/m
Vu	77.89	kN/m
vu	155.79	kN/m
ϕVc	574.18	kN/m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

M_{esa}	133.46	Kn.m
Mu	234.00	kN/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0032	
ρ Minima	0.0018	
As	14.29	cm2
Barra No	6	
Cant	6	
S	0.16	m

1 No 6 c/0.16 m

HIPOTESIS DE CARGA 2

M_{esa}	127.53	Kn.m
Mu	127.53	kN/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0017	
ρ Minima	0.0018	
As	8.10	cm2
Barra No	5	
Cant	3	
S	0.33	m

1 No 5 c/0.33 m

ARMADURA CARA EXPUESTA

ρ Minima	0.0018	
As	8.00	cm2
As min	2.6	cm2
As diseño	4.50	cm2
Barra No	4	
Cant	4	
S	0.25	m

1 No 4 c/0.25 m

ρ Máxima 0.0161437

CADA CARA

	CASO 1		CASO 2		Vastago	d	vu		As_{min}	$As_{requerido}$	Barra No	Separación	separación A	separación B	
y(m)	Vu(KN)	Mu (NK-M)	Vu(KN)	Mu (NK-M)	(m)	(m)	kN/m		cm²/ml	cm²/ml		m			
2.25	78.44	41.37	22.09	20.39	0.400	0.350	109.63	OK	6.30	3.10	4	0.33	0.2	0	3
2.81	95.69	70.84	33.45	36.38	0.425	0.375	149.03	OK	6.75	5.09	5	0.33	0.2	0	3
3.38	78.47	111.72	45.79	58.81	0.450	0.400	191.17	OK	7.20	7.58	5	0.33	0.2	0	3
4.50	127.03	234.00	78.13	127.53	0.500	0.450	282.25	OK	8.10	14.29	6	0.16	0.2	0	6

3.4 VOLADIZO DE LA BASE

σmax	104.44	kN/m2
σmin	22.93	kN/m2
σ a-b	59.47	kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

V_{esa}	111.92	kN/m
Vu	189.15	kN/m
vu	378.29	kN/m²
ϕVc	574.18	kN/m²

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

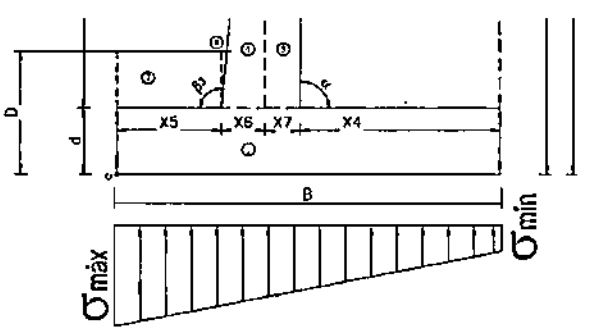
M_{esa}	99.13	Kn.m/m
Mu	167.53	kN-m/m
b	1	m
h	0.50	m
d'	0.050	m
d	0.45	m= 0.216
f'c	211	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
ρ Diseño	0.0022	
ρ Minima	0.0018	
As	10.12	cm2
Barra No	5	
Cant	6	
S	0.16	m

1 No 5 c/0.16 m

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Minima	0.0018	
As	8.10	cm2
As min	4.16	cm2
As diseño	4.05	cm2
Barra No	4	
Cant	4	
S	0.25	m

1 No 4 c/0.25 m



3.6 VOLADIZO DEL TALON

σmax	104 44	kN/m2
σmin	22 93	kN/m2
σ c-e	45 41	kN/m2

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vc-e	-62 43	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	-105 50	kN/m	
vu	211 00	kN/m²	
ϕVc	574 16	kN/m²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0 0018	
As	8.10 cm2	
As min	2 6 cm2	2.6 cm2 X (X9)
As diseño	4 05 cm2	
Barra No	4	
Cant	4	
S	0 25 m	

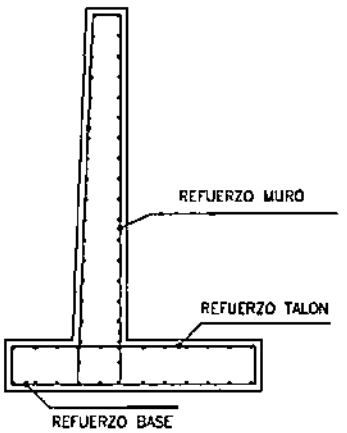
Refuerzo= 1 N3 4 c/0 25 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Ma-s	26 17	Kn.m	
Mu	44 23	kN-m	
b	1 m		
h	0 50 m		
d'	0 050 m		
d	0 45 m	>	0 51
f'c	211	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0 0000		
ρ Mínima	0 0018		
As	8 10 cm2		
Barra No	5		
Cant	5		
S	0 20 m		

Refuerzo= 1 N3 5 c/0 2 m



3.6 DIENTE

CORTANTE

HIPOTESIS DE CARGA 1

Vc-e	10 80	kN/m	(-) Hacia Abajo
Vu	18.25	kN/m	
vu	245 35	kN/m²	
ϕVc	574 16	kN/m²	

ARMADURA DE RETRACCIÓN

ρ Mínima	0 0018	
As	7.74 cm2	
As min	2.6 cm2	2.6 cm2 X (X9)
As diseño	3 87 cm2	
Barra No	3	
Cant	8	
S	0 16 m	

Refuerzo= 1 N3 3 c/0.16 m

FLEXION

HIPOTESIS DE CARGA 1

Ma-s	7.24	Kn.m	
Mu	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/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
ρ Diseño	0 0002		
ρ Mínima	0 0018		
As	7 74 cm2		
Barra No	4		
Cant	7		
S	0 14 m		

Refuerzo= 1 N3 4 c/0 14 m