



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MURO DE CONTENCIÒN DE
HORMIGÒN ARMADO PARA LA CALLE PROFESOR ROBERTO QUISHPE,
PERTENECIENTE A LA PARROQUIA DE SININCAY, PROVINCIA DEL
AZUAY”**

**TRABAJO DE GRADUACIÒN PREVIO A LA OBTENCIÒN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

JOSE ALEJANDRO JIMENEZ LOJA

ING. M.SC. JUAN MEDARDO SOLÁ QUINTUÑA

2017

DECLARACIÓN

Yo, José Alejandro Jiménez Loja, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

José Alejandro Jiménez Loja

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por José Alejandro Jiménez Loja, bajo mi supervisión.

Ing. M.Sc. Juan Medardo Solá Quintuña

DIRECTOR

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación se la dedico Dios quién supo guiarme por el buen camino, darme fuerzas para seguir adelante ante los problemas que se presentaron a lo largo de este camino, enseñándome a enfrentar las adversidades sin perder nunca la fe en él. A mi esposa, y a mi madre por su apoyo, consejos, comprensión, amor, ayuda en los momentos difíciles.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por ser la roca donde se cimenta mi vida, a mi esposa por ser el pilar que me dio Dios para seguir adelante y a mi madre por haberme dado la vida y fundamentado muchas cosas buenas.

RESUMEN

La Parroquia Sinincay ha crecido significativamente en los últimos años y se ve afectada al ver interrumpida una de sus calles céntricas por problemas de deslizamiento. La urgencia que se tiene por estabilizar esta zona con problemas de deslizamiento es grande ya que aparte de haber afectado íntegramente a la Calle Profesor Roberto Quishpe entre la calle Los Artesanos y la Calle Honorato Bravo, se encuentran en estado de riesgo tres viviendas del sector. Por estas circunstancias es necesario realizar el diseño de un muro de contención, que aparte de habilitar la calle céntrica, podrá brindar seguridad y tranquilidad a los moradores de este sector. En la visita realizada se pudo verificar que el largo del muro de contención será de 45 mts de largo con una altura de 10 mts; para iniciar dicho estudio se tendrá que realizar un levantamiento topográfico de la zona afectada, así como un estudio de suelos.

Palabras clave: MURO, CAPACIDAD DE CARGA, CONTRAFUERTES, DISEÑO.

ABSTRACT

The Sinincay Parish has grown significantly over the years and affecting one of its central streets disrupted due sliding problems. The urgent need to stabilize this area is essential besides having affected entirely the Profesor Roberto Quishpe Street between Artisans and Honorato Bravo streets, three houses in the sector are at risk. Due to these circumstances it is necessary to design a retaining wall, which will also enable the central street, also providing security and reassurance to the inhabitants of this sector. On a visit made it could be verified that the length of the retaining wall will be 45 meters long and with a height of 10 meters; to start the study, a survey of the affected area is carried out as well as the study of the soil.

Keywords: WALL, LOADING CAPACITY, BUTTRESS, DESIGN.

TABLA DE CONTENIDOS

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS	IV
RESUMEN.....	V
ABSTRACT	VI
TABLA DE CONTENIDOS.....	VII
LISTA DE ANEXOS	IX
INDICE DE FIGURAS.....	X
INDICE DE TABLAS	XI
CAPITULO I: GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.3 OBJETIVOS	2
1.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.....	2
1.5 MUROS DE CONTENCIÓN	2
1.6 PRESIONES LATERALES SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN	3
1.7 DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN	3
1.8 ESTUDIOS DE LA ESTABILIDAD	3
1.9 DRENAJE.....	4
CAPITULO II: ESTUDIOS PRELIMINARES	5
2.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	5
2.2 ANÁLISIS DE SUELOS	5
CAPITULO III: DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN EN HORMIGÓN ARMADO.....	12
3.1 PRE EVALUACIÓN	12
3.2 SUPERFICIES DEL MURO	12
3.3 ESTUDIO DE MUROS CON REFUERZOS	13
3.4 CÁLCULO DE LOS VALORES DE EMPUJES.....	18
3.5 EL DISEÑO DE LA PANTALLA DEL MURO	23
3.6 DISEÑO DEL PUNTAL	34
3.7 DISEÑO DE EL TALÓN	39
4.1 DISEÑO DEL REFUERZO.....	43

CAPITULO IV: PRESUPUESTO	47
5.1 ANÁLISIS DE PRECIOS	47
CONCLUSIONES	48
REFERENCIAS	50

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1 PLANOS LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA ZONA

Anexo 2 RESULTADOS DE LABORATORIO

Anexo 3 MODELACIÓN DEL TERRENO EN EL PROGRAMA SLIDE

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Pre-dimensionamiento de un muro con refuerzos	12
Figura 2. Segmentación y personalización de los componentes del muro con refuerzos	14
Figura 3. Pre-dimensionamiento del muro con refuerzos	15
Figura 4. Pre-dimensionamiento del muro con refuerzos valorado	17
Figura 5. Esfuerzos existentes en el muro con refuerzos	19
Figura 6. Esquema de cortantes y momentos existentes	23
Figura 7. Segmentación del muro (en su vástago)	24
Figura 8. Segmentación del muro (en su vástago) para que el cortante obtenga su comprobación	26
Figura 9. Empuje ocasionado por el relleno de la pantalla	29
Figura 10. Diagrama de momentos y cortantes actuantes	30
Figura 11. Comprobación del esfuerzo cortante	32
Figura 12. Diseño del puntal o dedo	34
Figura 13. Hierro puntal o dedo	36
Figura 14. Diseño de un dedo o puntal	37
Figura 15. Armadura por temperatura y flexión	38
4 Figura 16. Diseño de un talón	39
Figura 17. Esfuerzos cortantes de un talón	39
Figura 18. Hierro de un talón	41
Figura 19. Diseño del refuerzo del muro	43
Figura 20. Empujes para el diseño de refuerzos	45

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos de Pre-dimensionamiento.....	16
Tabla 2. Valores de los momentos en el muro de contención con refuerzos.....	17
Tabla 3. Valores de los esfuerzos cortantes y de los momentos	25
Tabla 4. Valores para la determinación de la armadura	28
Tabla 5. Determinación de la armadura.....	33
Tabla 6. Datos para el momento flector	44
Tabla 7. Flexión (datos del diseño)	44

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción

En el Ecuador, los sectores rurales han sido relegados en cuanto al desarrollo de la infraestructura, son muy pocas las comunidades que tienen vías de manera adecuada y eficiente; esto dificulta el desarrollo económico ya que, al no poder transportar, la producción de la zona y los productos se encarecen frente a la producción de zonas aledañas, que si cuentan con fácil acceso.

Para la realización del diseño de este muro de contención se tendrán que realizar estudios preliminares como el levantamiento topográfico y un análisis de suelos (capacidad portante y estratigrafía), para posteriormente según los resultados poder iniciar con el estudio correspondiente.

De la misma manera este proyecto tiene como objeto tomar en cuenta todas las seguridades del caso, las cuales cumplan con las especificaciones técnicas adecuadas, para que en su culminación pueda brindar un buen servicio a la comunidad de Sinincay

1.2 Delimitación del problema

La esencia de este presente trabajo es realizar el muro de retención y el costo actualizado de la construcción, este proyecto tiene como fin habilitar nuevamente la calle céntrica de la Parroquia De Sinincay, como también dar seguridad a las viviendas del sector.

1.3 Objetivos

GENERAL

Calcular y Diseñar Estructuralmente Un Muro De Contención De Hormigón Armado Para La Calle Profesor Roberto Quishpe, Perteneciente A La Parroquia De Sinincay, Provincia Del Azuay

ESPECÍFICOS

- Realizar el levantamiento topográfico de la zona a intervenir.
- Realizar un análisis de suelos (capacidad portante y peso específico)
- Diseñar el muro de contención en hormigón armado.
- Realizar el análisis de precios unitarios

1.4 Características de los muros de contención

Muros de retención son construcciones que se desempeñan como cerramiento, que en general soportan las fuerzas horizontales de la tierra. En otras construcciones son utilizados para retener agua entre otros tipos de líquido. El muro de contención también recibe las fuerzas verticales a forjados, a pilares y a paredes de carga. Los muros de contención generalmente son construidos en hormigón armado, para aguantar el esfuerzo de la tierra.

1.5 Muros de Contención

Principalmente son:

- Convencionales
- Muros de tierra mecánicamente estabilizados.

Entre convencionales están:

1. **Muros de contención de gravedad:** contruidos con mampostería u hormigón simple.
2. **Muros de contención de semi-gravedad:** semejantes a los de gravedad pero con una chica suma de hierro.
3. **Muros de contención en voladizo:** contruidos de hormigón reforzado con un tallo fino y losa al pie.
4. **Muros de contención con refuerzos:** Parecidos a los de voladizo, estos llevan columnas finas de concreto denominados refuerzos, que amarran al muro con su pie.

Para diseñar debidamente muros de retención, se debe estar al tanto de los lineamientos básicos del suelo, como el peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo retenido.

1.6 Presiones laterales sobre muros de contención

Las presiones existentes que se presentan detrás de los muros de retención son muy dificultosas de estimar, ya que contienen una gran cifra de variantes. Entre las cuales se encuentran: el tipo de material de relleno, su compactación y humedad; los tipos de materiales bajo la zapata, la presencia o ausencia de exceso del relleno, entre otras.

1.7 Diseño de Muros de retención

Para esto debemos tener en cuenta algunas de las medidas, llamado proporcionamiento o dimensionamiento, que nos deja examinar las componentes de ensayo por estabilidad, si los estudios en su estabilidad proveen datos no deseados, los componentes se sustituyen y se regresan a inspeccionar.

1.8 Estudios de la Estabilidad

Para su estabilidad es necesario:

1. Estudio del volteo en relación a la punta
2. Estudio por falla de movimiento en la longitud de la base

3. Estudio de la base por falla de la capacidad de su carga
4. Estudio por asentamiento
5. Estudio del conjunto para su estabilidad

1.9 Drenaje

Uno de los aspectos mas importantes al diseñar y construir muros de contencion existosos, es la prevencion de la prevencion de agua detrás de las paredes. Si se permite que el agua se deposite ahí, el resultado puede ser que se tenga grandes presiones laterales del liquidocontra el muro y en climas frios condiciones peores de grandes presiones por la formacion de hielo. El mejor relleno para un muro de retencion es un suelo sin cohesion y bien drenado. Junto con el relleno de material granular, se hacen agujeros en las paredes (lloraderos) de 4 plg o mas de diametro. (Brown J. C.-R., 2011)

CAPITULO II: ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó con una Estación Total Trimble 3600dr, el número de estaciones tomadas fueron 4, con 6 referencias, y el total de puntos leídos son 435, posteriormente se utilizó el programa Civil 3d para implementación en el plano.

REVISAR ANEXO 1

2.2 Análisis de Suelos

Los datos obtenidos de la capacidad portante fueron de 0.75 kg/cm² a una profundidad de 2m, y de 0.40 kg/cm² a una profundidad de 4 m, entonces según los resultados tenemos que la naturaleza del terreno es Arcilloso Fluido.

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

Proyecto: Muro de Contención Localización: Calle Prof.

Roberto Quishpe

Sector: Sinincay Muestra: 1

Solicitado por: José Alejandro Jiménez Profundidad: 2 mts.

Fecha: Cuenca, 17 de marzo del 2016

DS.	3,555	cm.	AS.	9,93	cm2.	W.	174,9	g.
DC.	3,615	cm.	AC.	10,3	cm2.	V.	93,29	cm3.
DI.	3,695	cm.	AI.	10,7	cm2.	Y.	1,87	kg/cm3.
HM.	9,075	cm.	AM.	10,3	cm2.	Yd.	1,45	km/cm3.

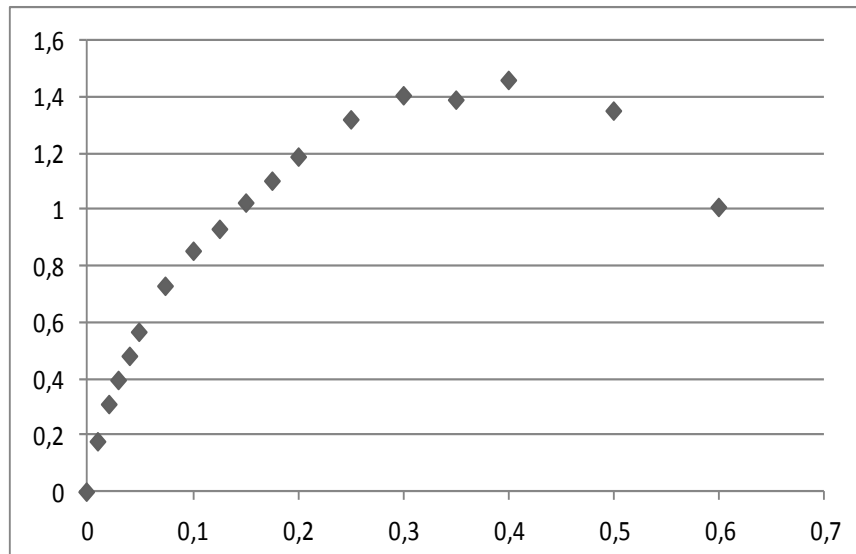
LECTURA 1*10-4	CARGA KG.	DEFOR. 1*10-3	DEFOR. UNITARIA	AREA CORREG	ESFUERZO KG/CM2	HUMEDAD		
						MUESTRA No	1	2
0		0						
11	1,81	10	0,0027	10,31	0,176	RECIPIENTE No	52,3	44
21	3,18	20	0,0056	10,33	0,308	P. RECIPIENTE + M. HUMEDA	135,5	134,6
28	4,08	30	0,0084	10,36	0,393	P. RECIPIENTE + M. SECA	116,3	114,9
35	4,99	40	0,0111	10,39	0,479	PESO RECIPIENTE	52,3	44
41	5,9	50	0,0139	10,42	0,565	% HUMEDAD	30%	27,78%
52	7,71	75	0,0209	10,5	0,734	HUMEDAD PROMEDIO	28,89%	
62	9,07	100	0,0279	10,57	0,0857			
70	9,98	125	0,0349	10,65	0,936			
77	11	150	0,0419	10,73	1,025			
84	11,98	175	0,048	10,8	1,108			
91	12,97	200	0,0559	10,88	1,191			
103	14,65	250	0,0699	11,05	1,325			
112	15,91	300	0,0839	11,22	1,41			
112	15,91	350	0,0979	11,39	1,39			
119	16,89	400	0,112	11,58	1,46			
114	16,19	500	0,139	11,95	1,35			
88	12,54	600	0,167	12,35	1,01			

$Am. = (As.+4Ac+Ai)/6$
 $DEF\ UNIT. = DEF*2.54/Hm*1000$
 $Area\ Corr. = Am./1-Def.\ Unit.$
ESFUERZO = CARGA/A. corr.

CAPACIDAD PORTANTE MUESTRA DE SUELO A DOS METROS DE PROFUNDIDAD

CAPACIDAD PORTANTE

0	0
0	0,176
0	0,308
0	0,393
0	0,479
0,1	0,565
0,1	0,734
0,1	0,857
0,1	0,936
0,2	1,025
0,2	1,108
0,2	1,191
0,3	1,325
0,3	1,41
0,4	1,39
0,4	1,46
0,5	1,35
0,6	1,01



$$c = qu/2$$

$$c = 1,5/2$$

$$c = 0,75 \text{ kg/cm}^2$$

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

Proyecto: Muro de Contención Localización: Calle Prof.

Roberto Quishpe

Sector: Sinincay Muestra: 2

Solicitado por: José Alejandro Jiménez Profundidad: 4 mts.

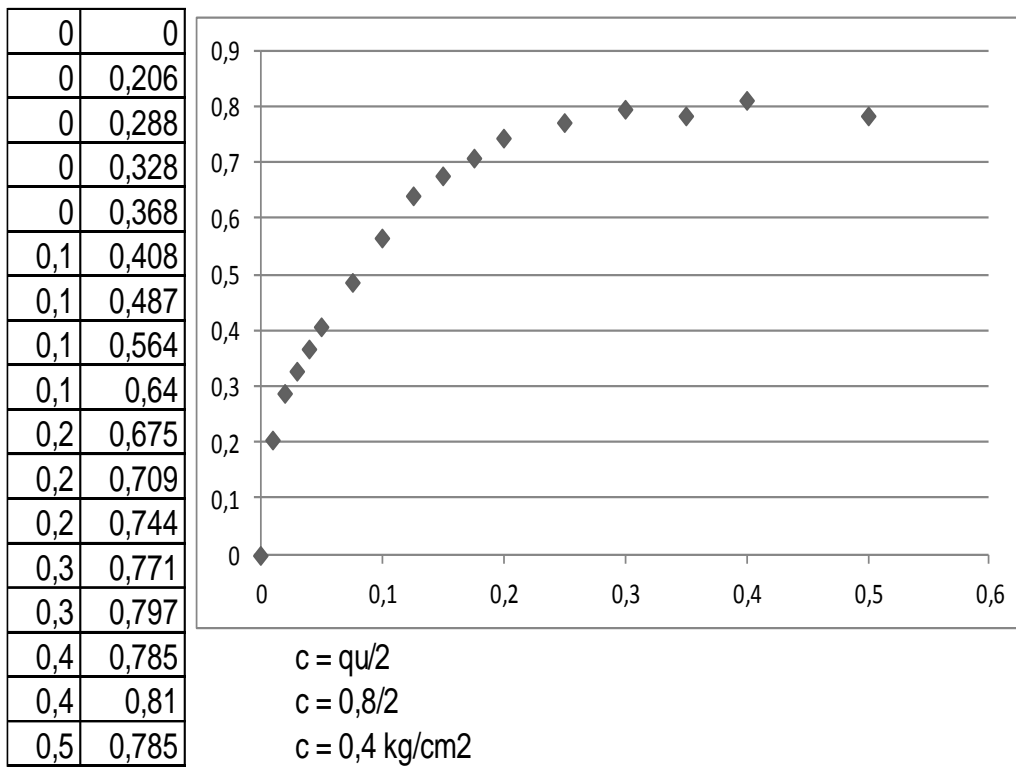
Fecha: Cuenca, 17 de marzo del 2016

DS.	3,73	cm.	AS.	10,9	cm2.	W.	171,6	g.
DC.	3,73	cm.	AC.	10,9	cm2.	V.	99,41	cm3.
DI.	3,75	cm.	AI.	11	cm2.	Y.	1,72	kg/cm3.
HM.	9,08	cm.	AM.	10,9	cm2.	Yd.	1,21	km/cm3.

LECTURA 1*10-4	CARGA KG.	DEFOR 1*10-3	DEFOR. UNITARIA	AREA CORREG	ESFUERZO KG/CM2	HUMEDAD		
						MUESTRA No	1	2
0		0	0					
14	2,26	10	0,0027	10,97	0,206	RECIPIENTE No	A	B
20	3,17	20	0,0055	11	0,288	P. RECIPIENTE + M. HUMEDA	135,38	156,35
24	3,62	30	0,0083	11,03	0,328	P. RECIPIENTE + M. SECA	111,64	129,55
28	4,08	40	0,0111	11,06	0,368	PESO RECIPIENTE	52,9	68,1
31	4,53	50	0,0139	11,09	0,4082	% HUMEDAD	40,41%	43,61%
39	5,44	75	0,0209	11,17	0,4868	HUMEDAD PROMEDIO	42,01%	
45	6,35	100	0,0279	11,25	0,5642			
50	7,25	125	0,0349	11,33	0,6395			
54	7,71	150	0,0419	11,41	0,6751			
57	8,16	175	0,0489	11,50	0,709			
60	8,62	200	0,0559	11,58	0,7438			
63	9,07	250	0,0699	11,76	0,771			
66	9,52	300	0,0839	11,94	0,7971			
68	9,52	350	0,0979	12,12	0,785			
70	9,98	400	0,111	12,31	0,8101			
70	9,98	500	0,1398	12,71	0,7846			

$Am. = (As.+4Ac+Ai)/6$
 $DEF UNIT. = DEF*2.54/Hm*1000$
 $Area Corr. = Am./1-Def. Unit.$
ESFUERZO = CARGA/A. corr.

CAPACIDAD PORTANTE MUESTRA DE SUELO A CUATRO METROS DE PROFUNDIDAD



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
METODO DEL PIGNOMETRO

Proyecto: Muro de Contención Localización: Calle Prof.
Roberto Quishpe
Sector: Sinincay Muestra: 1
Solicitado por: José Alejandro Jiménez Profundidad: 2 mts.
Fecha: Cuenca, 17 de marzo del 2016

Material Pasante en el Tamiz No. 4

B = 756.70g. PESO DEL PIGNOMETRO + AGUA + MUESTRA

C = 657.70g. PESO DEL PIGNOMETRO + AGUA

D = 154.60g. PESO MATERIAL SECO

PESO ESPECIFICO APARENTE $\frac{D}{D-(B-C)}$ = $\frac{154.60}{154.60-(756.70-$

$\frac{154.60}{154.60-(756.70-657.70)}$ = 2.78g/cm²

657.70)

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
METODO DEL PIGNOMETRO

Proyecto: Muro de Contención Localización: Calle Prof.
Roberto Quishpe
Sector: Sinincay Muestra: 2
Solicitado por: José Alejandro Jiménez Profundidad: 4 mts.
Fecha: Cuenca, 17 de marzo del 2016

Material Pasante en el Tamiz No. 4

B = 737.50g. PESO DEL PIGNOMETRO + AGUA + MUESTRA

C = 657.70g. PESO DEL PIGNOMETRO + AGUA

D = 123.10g. PESO MATERIAL SECO

$$\text{PESO ESPECIFICO APARENTE} = \frac{D}{\frac{123.10}{D-(B-C)}} = \frac{123.10}{2.84g/cm^2} = 123.10-(737.50-657.70)$$

CAPITULO III: DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN EN HORMIGÓN ARMADO

3.1 Pre evaluación

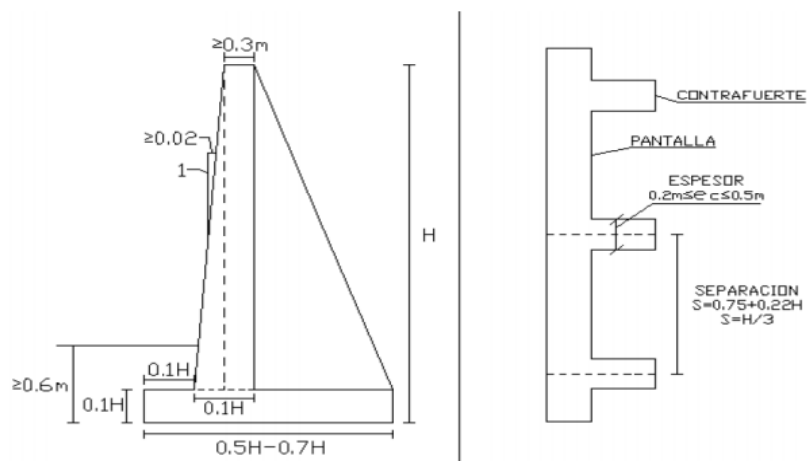
Para diseñar el muro de retención, es obligatorio efectuar una pre-evaluación, en la cual se toman los aspectos más significativos, referentes al objetivo del muro y a las medidas del mismo.

Como parámetros a seguir en la pre-evaluación, se tomar en cuenta, la distancia total de la parte frontal del muro (ancho); y la altura.

3.2 Superficies Del Muro

Se solicita un estudio previo. En estas estructuras se tienen normalizados sus medidas interiores de los componentes respecto a prácticas realizadas del estudio, como también el análisis realizado en el laboratorio, cogiendo las cantidades mínimas o recomendadas que el procesamiento de datos ha determinado. Para el estudio previo de un muro con refuerzos, se debe conservar las medidas de estas relaciones.

Figura 1. Pre-dimensionamiento de un muro con refuerzos



El dato (S) entre refuerzos estará en función de cualquier dato conseguido con las funciones descritas; en realidad las cantidades casi nunca serán iguales, es recomendable coger el promedio entre los datos conseguidos. El dato del espesor (ec) de los refuerzos, se cogerá en dependencia del alto de la pantalla, los muros con refuerzos son para altos pasados los 8 metros, por lo tanto, si la altura es más próxima a dicha cantidad, más delgado será el refuerzo, e inversamente.

3.3 Estudio de muros con refuerzos

Todo muro de retención para ser diseñado, necesita empezar con un estudio de suelo, en el cual se conseguirán los datos que definirán las medidas iniciales.

Los datos a obtener serán:

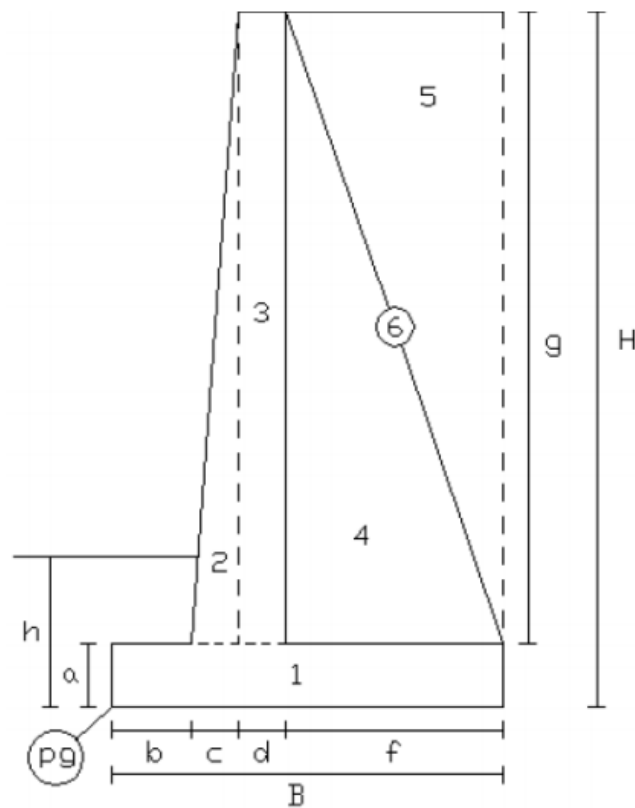
1. (γ) peso específico
2. (ϕ) fricción (su ángulo)
3. (fr) factor de fricción
4. (q_{adm}) capacidad aceptable del suelo
5. (W) peso o carga

Adicionalmente es necesario tener los tipos de material a utilizar en el muro:

1. peso esp. ($\gamma_H = \gamma_{concreto}$)
2. resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$)

A continuación, dividido en figuras geométricas al perfil del muro

Figura 2. Segmentación y personalización de los componentes del muro con refuerzos



La separación entre los refuerzos (S) - Se tomará la cantidad promedio entre:

$$S = 0.75 + 0.22H \quad \text{y} \quad S = \frac{H}{3}$$

Grosor del refuerzo (ec).- Su valor quedará entre:

$$0.20\text{m} \leq ec \leq 0.5\text{m}$$

La cantidad es conforme al alto del muro.

Establecemos:

1. sumatoria las fuerzas verticales (ΣV)
2. momento estabilizador (Me).

El brazo se calculará con relación al punto bajo izquierdo (pg) del pie del muro.

Figura 3. Pre-dimensionamiento del muro con refuerzos

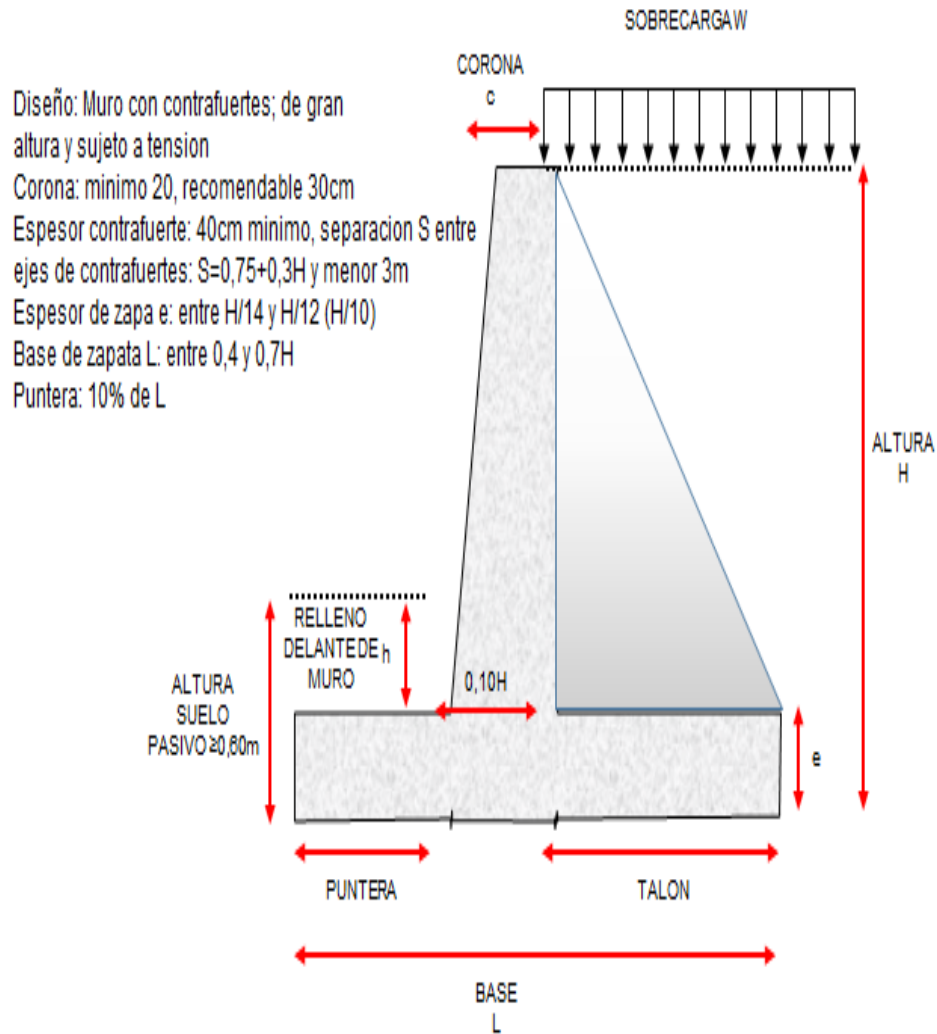


Tabla 1. Datos de Pre-dimensionamiento

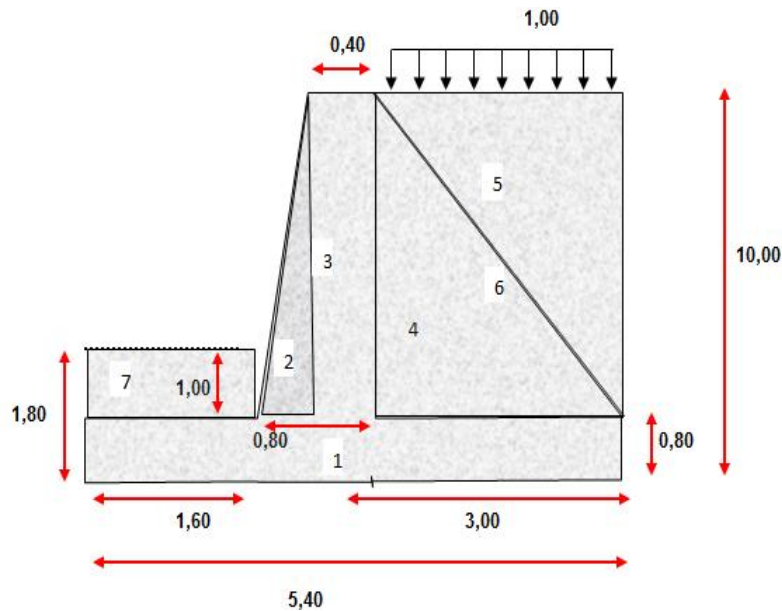
DATOS

Fc	210,00	Kg/cm ²
Fy	4200,00	Kg/cm ²
Ø	31,00	grados
γ	1,90	Tn/m ³
ALTURA (H)	10,00	m
SOBRECARGA (W)	1,00	Tn/m ²
h	1,00	m
Capacidad portante suelo	4,00	Tn/m ²

PREDIMENSIONAMIENTO

	Mínimo	Máximo	ASUMIR
ESPESOR DE ZAPATA (e)	0,71	1,00	0,80
c (Corona)	0,30		0,40
b (arranque de pantalla)	0,83	1	0,80
BASE (L)	5,00	7	5,40
PUNTERA	1,00		1,60
TALON	2,50		3,00
Separacion contrafuerte	3,0	3,3	3,00
Espesor contrafuerte ec	0,2	0,5	0,4

Figura 4. Pre-dimensionamiento del muro con refuerzos valorado



NOTA IMPORTANTE:

$B = (0.5-0.70) H$

c mínimo 0,30m

espesor zapata entre $H/14$ y $H/10$

Arranque pantalla $H/12$ y $H/10$

Puntera o dedo $0,10H$

Separación de contrafuertes S	$S=0,75+0,22H$	2,95	m
	$S=H/3$	3,33	m
Espesor de contrafuertes	$0,20m \leq Ec \leq 0,50m$		

Tabla 2. Valores de los momentos en el muro de contención con refuerzos

Figura	Base	Ancho	Altura	Wmat	Wtotal	Brazo	Momento
1	5,40	3	0,80	2,4	31,10	2,7	83,98
2	0,40	3	9,20	2,4	13,25	1,87	24,73
3	0,40	3	9,20	2,4	26,50	2,2	58,29
4	3,00	0,4	9,20	2,4	13,25	3,40	45,04
5	3,00	0,4	9,20	1,9	10,49	4,40	46,15
6	3,00	2,6	9,20	1,9	136,34	3,9	531,74
TOTAL				230,93			789,93

3.4 Cálculo de los valores de empujes

Factor Horizontal (Presión Activa)

$$(C_{ah} = K_a): \quad C_{AH} = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

Coefficiente de la Presión Pasiva Horizontal

$$(K_P = C_{ph}): \quad C_{PH} = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

Horizontal (Empuje).

- Horizontal (Empuje activo) (E_{ah})
- Horizontal (Empuje pasivo) (E_{ph}).

Se trata de datos similares a las superficies de los esquemas de fuerzas triangulares; teniendo en cuenta, cuando intervenga una carga sobre el relleno como W , se debería aumentar una altura extra de relleno de la siguiente manera:

$$y'' = \frac{W}{\gamma}$$

Siendo:

W : Es la sobrecarga

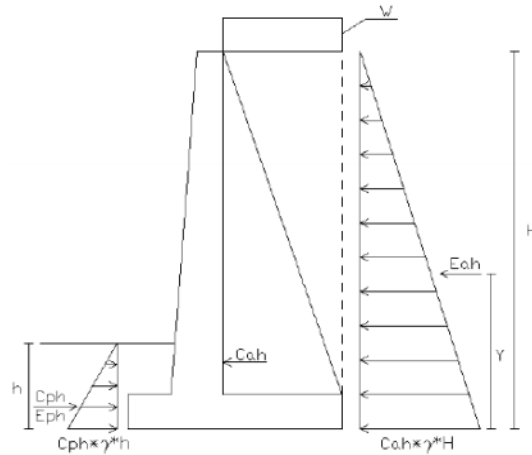
γ : El peso específico del relleno

y'' : Altura de sobrecarga

Entonces mi empuje activo y el empuje pasivo quedarían de la siguiente manera:

$$E_{ah} = \frac{1}{2} C_{ah} * \gamma * H(H + 2W) \quad y \quad E_{ph} = \frac{1}{2} C_{ph} * \gamma * h^2$$

Figura 5. Esfuerzos existentes en el muro con refuerzos



Siendo que ahora ya no sería un triángulo de presiones sino un trapecio de presiones, por motivo de aumento de una sobrecarga al relleno.

Empuje por el ancho cooperante.

Este equivale al valor de empuje activo horizontal integral entre ejes de los refuerzos:

$$E_{ahc} = E_{ah} * S$$

Lugar de la resultante donde actúa la fuerza:

$$Y = \frac{H^2 + 3HW}{3(H + 2W)}$$

La seguridad al volcamiento, está dada por volcamiento (en momento) (MV):

$$Mv = E_{ahc} * Y$$

FSV Componente de seguridad al volcamiento:

$$FSV = \frac{Me}{Mv} \geq 1.5$$

Dónde:

Me: Momento estabilizador comprendido entre todos los pesos de hormigón del muro y del relleno.

Mv: Es el empuje activo horizontal que actúa directamente en la pantalla del muro y trata de volcarlo.

Factor de seguridad al deslizamiento FSD:

$$FSD = \frac{Fr + E_{ph}}{\sum Fd} = \frac{f_r * \sum V + E_{ph}}{\sum Fd} \geq 1.5$$

Por lo tanto:

Fr: componente de fricción

f_r: Factor de fricción.

capacidad de carga (Seguridad de su falla)

Excentricidad

Esta se encuentra en relación al eje de la gravedad del pie del muro:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Me - Mv}{\sum V}$$

Dónde:

Me: Momento estabilizador.

Mv: Momento volcador.

$\sum V$: Sumatoria de todas las fuerzas verticales actuantes en la estructura.

Se cumplirá la condición siguiente para impedir los esfuerzos de tracción que puede provocar el suelo, por lo que son muy chicos. Se aumentará la base del muro de no cumplirse.

$$e \leq \frac{B}{6}$$

La fuerza vertical.

Esta comunicada al suelo a través de la losa del pie del muro.

La capacidad admisible del suelo q_{adm} . siempre será mayor.

$$q_{max} = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) < q_{adm}$$

$$q_{min} = \frac{\sum V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) < q_{adm}$$

Por lo tanto, A es la cantidad del área del pie del muro, entre los ejes de los refuerzos

CALCULO DE LOS EMPUJES

EMPUJE ACTIVO: Coeficiente de presión activa horizontal

\emptyset	0,541	radianes
1-Sen \emptyset	0,4849619	
1+Sen \emptyset	1,5150381	
Cah	0,320	

$$C_{AH} = \frac{1 - \text{sen}\emptyset}{1 + \text{sen}\emptyset}$$

Se usa esta ecuación cuando la cara interna del muro es completamente plana, vertical y relleno horizontal.

E ah	30,409	
Pto. Aplicación	3,333	m

$$E_{ah} = \frac{1}{2} * C_{ah} * \gamma * H^2$$

El empuje E_a es aplicado en el tercio inferior de la altura de la pantalla.

EMPUJE POR SOBRECARGA

$h_s = W / \gamma =$	0,526	m
----------------------	-------	---

Eah con sobrecarga y ancho cooperante S	100,83	Tn
Pto aplicación	3,49	m

Momento de volcamiento Mv 352,11 Tn*m
Cph= 3,12

Se utiliza la siguiente relación para verificar que el muro no sea volcado:

$$FSV = \frac{Me}{Mv} \geq 1,5$$

Me= 789,93
Mv= 352,11
FSV= 2,24

Se utiliza la siguiente relación para verificar que el muro no se deslice:

$$FSD = \frac{Fr + Eph}{\sum Fd} = \frac{f(\sum V) + Eph}{\sum Fd} \geq 1,5$$

Sumatoria V= 230,93
Eph= 9,62 Sumatoria F 100,83
f= 0,70
FSD= 1,70

Seguridad por capacidad de carga

excentricidad:
$$e = \frac{B}{2} - \frac{Me - Mv}{\sum V}$$
 Me= 789,93
Mv= 352,10

e= 0,80 Sumatoria V= 230,92
B/6= 0,90

e debe ser menor a B/6

Chequeo de la capacidad portante del suelo

$$q_{max} = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) < q_{adm} \quad q_{min} = \frac{\sum V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) < q_{adm}$$

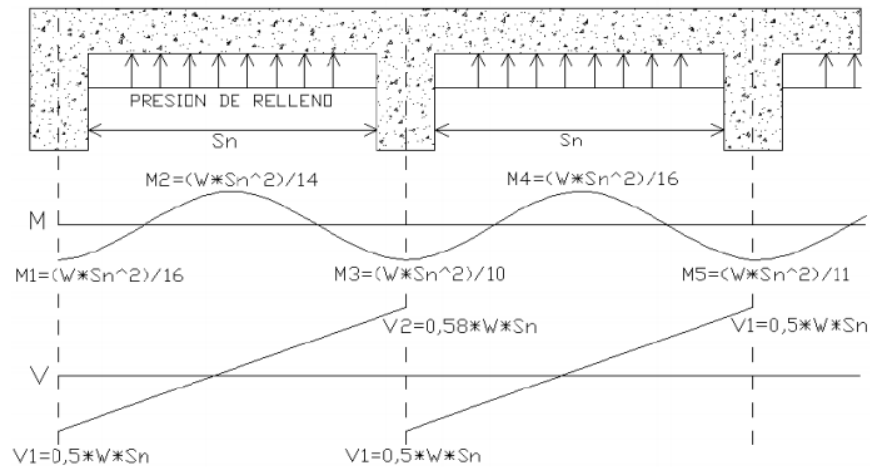
Sumatoria

V:	230,93	Tn	Qmax:	30,25	Tn/m ²
A:	15	m ²	Qmin:	0,54	Tn/m ²
e:	0,80				
B:	5,00	m			

3.5 El diseño de la pantalla del muro

El procesamiento de datos de cortantes y momentos, será según el ACI 360-05- LRFD 94.

Figura 6. Esquema de cortantes y momentos existentes



Las cantidades de momentos se calcularán hacia la sobrecarga de las secciones correspondientes

$$M_1 = \frac{1}{16} W' * S_n^2 \quad M_2 = \frac{1}{14} W' * S_n^2 \quad M_3 = \frac{1}{10} W' * S_n^2$$

$$M_4 = \frac{1}{16} W' * S_n^2 \quad M_5 = \frac{1}{11} W' * S_n^2$$

Cortantes.

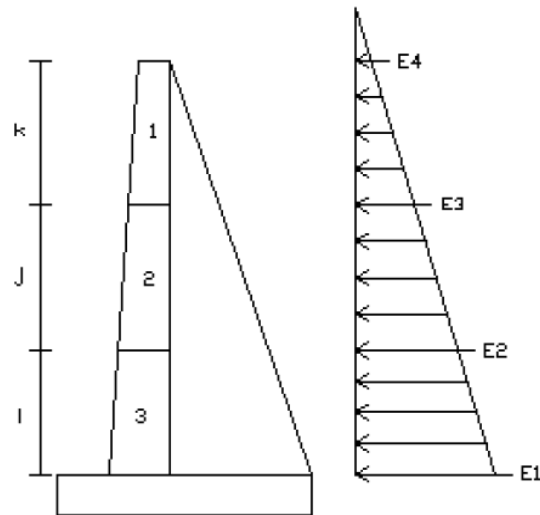
Para el W de cada sección, se debe calcular el valor correspondiente a cada cortante

$$V1 = 0,50 * W' * Sn$$

$$V2 = 0,58 * W' * Sn$$

El empuje por sección:

Figura 7. Segmentación del muro (en su vástago)



$$\begin{aligned} (\gamma \times C_{ah} \times h \times 1,4) &= E1 \\ h &= k + i + j \\ (\gamma \times C_{ah} \times h \times 1,4) &= E2 \\ h &= k + j \\ (\gamma \times C_{ah} \times h \times 1,4) &= E3 \\ k &= h \\ (\gamma \times C_{ah} \times h \times 1,4) &= E4 \\ h &= 0 \end{aligned}$$

promedio de las presiones de la pantalla por tramo:

$$\text{Sección 1. } W'1 = \frac{E3 + E4}{2}$$

$$\text{Sección 2. } W'2 = \frac{E2 + E3}{2}$$

$$\text{Sección 3. } W'3 = \frac{E1 + E2}{2}$$

Tomando (W) se obtendrá dos cortantes y cinco momentos correspondientes a cada sección.

Tabla 3. Valores de los esfuerzos cortantes y de los momentos

Sección	M1	M2	M3	M4	M5	V1	V2
1	0,552	0,630	0,883	0,552	0,802	1,697	1,968809294
2	1,655	1,891	2,648	1,655	2,407	5,092	5,906427881
3	2,758	3,152	4,413	2,758	4,012	8,486	9,844046468

Para la cuantía de acero, se toma el mayor Mmax.

Cuantía de acero:

$$\rho_b = 0,85 * f'c * \frac{\beta}{f_y} * \frac{6120}{6120 + f_y}$$

Dónde: $\beta = 0,85$

Cuantía máxima de acero:

$$\rho_{max} = 0,75 * \rho_b$$

Se toma la siguiente fórmula para verificar el mínimo espesor requerido:

$$d = \sqrt{\frac{M_{max}}{\Phi * R_u * b}}$$

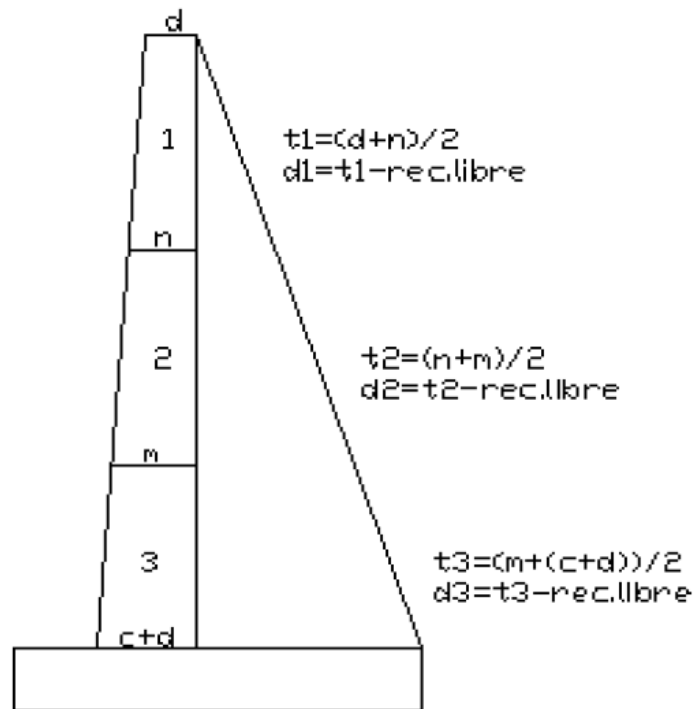
$$R_u = \rho_{max} * f_y * \left(1 - 0,59 * \rho_{max} * \frac{f_y}{f'c}\right)$$

- $\Phi = 0,90$
- $b = 1,00$

Comprobación de el corte.

Debemos considerar la cantidad más alta de cada componente respectivamente.

Figura 8. Segmentación del muro (en su vástago) para que el cortante obtenga su comprobación



Sección 1:
$$v_1 = \frac{V_{secc.1}}{b * d_1}$$

Sección 2:
$$v_2 = \frac{V_{secc.2}}{b * d_2}$$

Sección 3:
$$v_3 = \frac{V_{secc.3}}{b * d_3}$$

$$\phi V_{adm} = 0,85 \times \sqrt{\left(\frac{f'c}{5}\right)}$$

Tomando las cantidades máximas de los constantes de cada tramo, se cumplirá lo siguiente:

$$V1 < \phi V_{adm}$$

$$V2 < \phi V_{adm}$$

$$V3 < \phi V_{adm}$$

calculo de la armadura (A_s)

Tomando la siguiente formula, se verifica para cada sección:

$$A_s = \phi * \frac{f'c}{f_y} * b * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\Phi * b * d^2 * f'c}} \right)$$

Donde: $\phi = 0,85$

$b = 1$ metro (ancho de franja).

$d = d1, d2, d3.$

$M_u =$ Momentos en cada sección.

$\Phi = 0,90$

Armadura mín. = $0.0033 \times \rho \times b \times d$

$b = 1$ $d = d1, d2, d3$

Tabla 4. Valores para la determinación de la armadura

Sección	M1	M2	M3	M4	M5
1	0,000039	0,000045	0,000063	0,000039	0,000057
As	0,000029	0,000033	0,000047	0,000029	0,000043
Asmin	0,000023	0,000027	0,000037	0,000023	0,000034
2	0,000118	0,000134	0,000189	0,000118	0,000171
As	0,000141	0,000100	0,000141	0,000088	0,000128
Asmin	0,000080	0,000080	0,000112	0,000070	0,000102
3	0,000196	0,000225	0,000315	0,000196	0,000286
As	0,000147	0,000168	0,000235	0,000147	0,000214
Asmin	0,000187	0,000134	0,000187	0,000117	0,000170

Entre todos los momentos calculados, el valor mayor entre (As) y (As mínimo), será el área del acero.

Calculo por temperatura de la armadura

$$b \times t \times 0.0022 = A$$

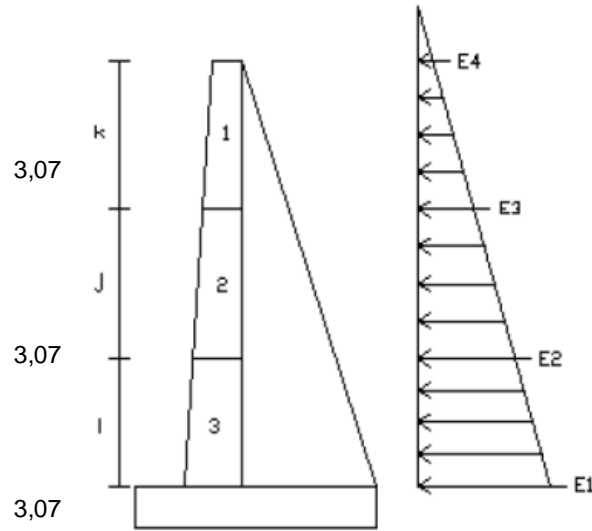
De esta cantidad corresponde al lado interior el 1/3 y al lado exterior los 2/3

$$A_s \text{ cara interior} = A_{sh}/3$$

$$A_s \text{ cara exterior} = A_{sh} * 2/3$$

Diseño de la pantalla: Se calculará los empujes ocasionados por el relleno en la pantalla

Figura 9. Empuje ocasionado por el relleno de la pantalla



$$E1 = C_{ah} * \gamma * h * 1,4 \quad h = i + j + k$$

$$E1: \quad 7,83 \quad Tn$$

$$E2 = C_{ah} * \gamma * h * 1,4 \quad h = j + k$$

$$E2: \quad 5,22 \quad Tn$$

$$E3 = C_{ah} * \gamma * h * 1,4 \quad h = k$$

$$E3: \quad 2,61 \quad Tn$$

$$E4 = C_{ah} * \gamma * h * 1,4 \quad h = 0$$

$$E4: \quad 0,00 \quad Tn$$

$$\text{Sección 1} \quad W'1 = \frac{E3 + E4}{2}$$

$$W'1: \quad 1,31 \quad Tn$$

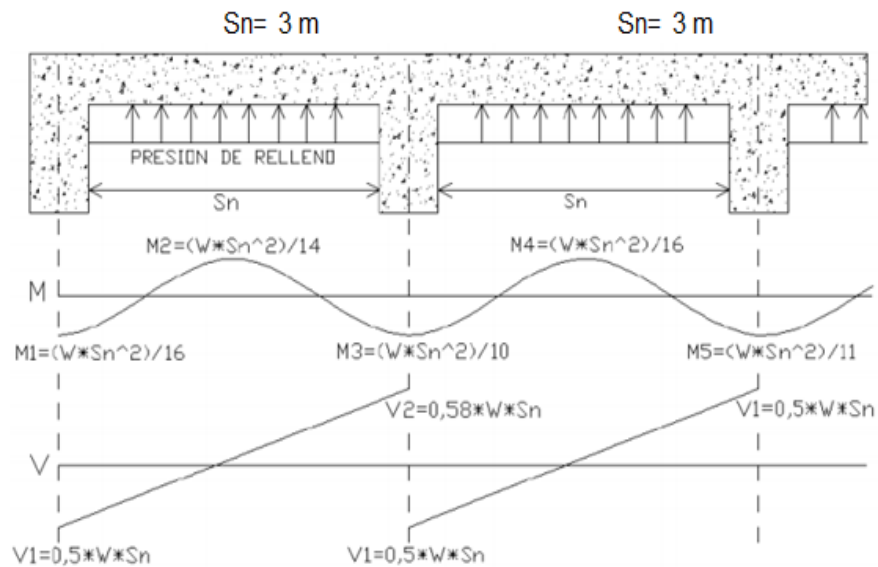
$$\text{Sección 2} \quad W'2 = \frac{E2 + E3}{2}$$

$$W'2: \quad 3,92 \quad Tn$$

$$\text{Sección 3} \quad W'3 = \frac{E1 + E2}{2}$$

$$W'3: \quad 6,53 \quad Tn$$

Figura 10. Diagrama de momentos y cortantes actuantes



$$M_1 = \frac{1}{16} W' * S_n^2 \quad M_2 = \frac{1}{14} W' * S_n^2$$

$$M_3 = \frac{1}{10} W' * S_n^2 \quad M_4 = \frac{1}{16} W' * S_n^2$$

$$M_5 = \frac{1}{11} W' * S_n^2$$

$$V_1 = 0,50 * W' * S_n$$

$$V_2 = 0,58 * W' * S_n$$

Calculo de momentos y cortantes para cada sección:

Sección	M1	M2	M3	M4	M5	V1	V2
1	0,552	0,630	0,883	0,552	0,802	1,697	1,968809294
2	1,655	1,891	2,648	1,655	2,407	5,092	5,906427881
3	2,758	3,152	4,413	2,758	4,012	8,486	9,844046468

Entonces de estos valores de momentos se tomará el mayor para calcular la cuantía de acero.

Momento máximo: 4,41 Tn*m

Cuantía de acero con la siguiente expresión: $\rho_b = 0,85 * f'c * \frac{\beta}{f_y} * \frac{6120}{6120 + f_y}$

$$\rho_b = 0,02142297$$

Donde: $\beta = 0,85$

Cuantía máxima de acero: $\rho_{max} = 0,75 * \rho_b$ $\rho_{max} = 0,0016067$

Se verifica el espesor mínimo requerido por flexión, utilizando la siguiente fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{M_{max}}{\Phi * Ru * b}}$$

$$Ru = \rho_{max} * f_y * (1 - 0,59\rho_{max} * \frac{f_y}{f'c})$$

$$d = 0,30$$

$$Ru = 54,69 \text{ Tn/m}^2$$

Verificación de corte:

De todas las cantidades de los cortantes se considera el mayor.

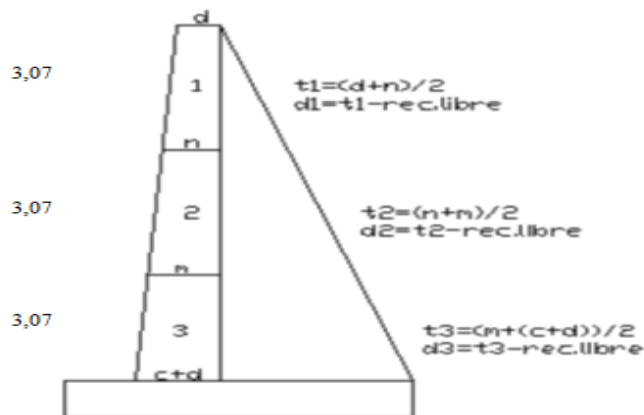
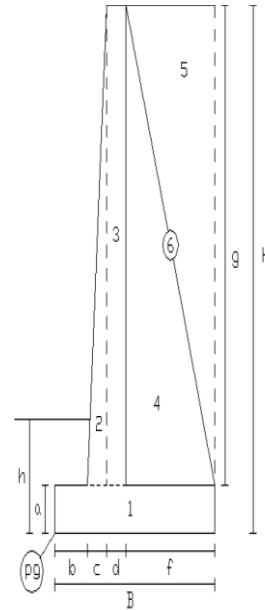


Figura 11. Comprobación del esfuerzo cortante

$d = 0,40 \text{ m}$
 Recubrimiento libre = $0,07 \text{ m}$
 $c = 0,40 \text{ m}$
 $n = 0,53 \text{ m}$
 $m = 0,67 \text{ m}$

$t_1 = 0,47$ $d_1 = 0,40$
 $t_2 = 0,60$ $d_2 = 0,53$
 $t_3 = 0,73$ $d_3 = 0,66$

Sección 1: $V_1 = \frac{V_{secc1}}{b * d_1}$ $V_1 = 4,96 \text{ Tn}$
 Sección 2: $V_2 = \frac{V_{secc2}}{b * d_2}$ $V_2 = 11,14 \text{ Tn}$
 Sección 3: $V_3 = \frac{V_{secc3}}{b * d_3}$ $V_3 = 14,84 \text{ Tn}$



$$\phi V_{adm} = 0,85 * \sqrt{\frac{f'c}{5}}$$

$$\phi V_{adm} = 17,42 \text{ Tn}$$

Determinación de la armadura A_s : se calcula para cada sección, utilizando la siguiente formula

$$A_s = 0,90 * \frac{f'c}{f_y} * b * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * Mu}{\phi * b * d^2 * f'c}} \right)$$

$$\phi = 0,9$$

Donde:

$$b = 1,0 \text{ m Ancho de franja}$$

$$d = d_1, d_2, d_3$$

$$Mu = \text{Momentos de cada sección}$$

Armadura mínima: $0,0033 * b * d$

Tabla 5. Determinación de la armadura

Sección	M1	M2	M3	M4	M5
1 As Asmin	0,000039	0,000045	0,000063	0,000039	0,000057
	0,000029	0,000033	0,000047	0,000029	0,000043
	0,000023	0,000027	0,000037	0,000023	0,000034
2 As Asmin	0,000118	0,000134	0,000189	0,000118	0,000171
	0,000141	0,000100	0,000141	0,000088	0,000128
	0,000080	0,000080	0,000112	0,000070	0,000102
3 As Asmin	0,000196	0,000225	0,000315	0,000196	0,000286
	0,000147	0,000168	0,000235	0,000147	0,000214
	0,000187	0,000134	0,000187	0,000117	0,000170

El acero que se va utilizar será el mayor valor entre As y Asmin de los cinco momentos calculados.

Armadura por temperatura: $A=0,0022$

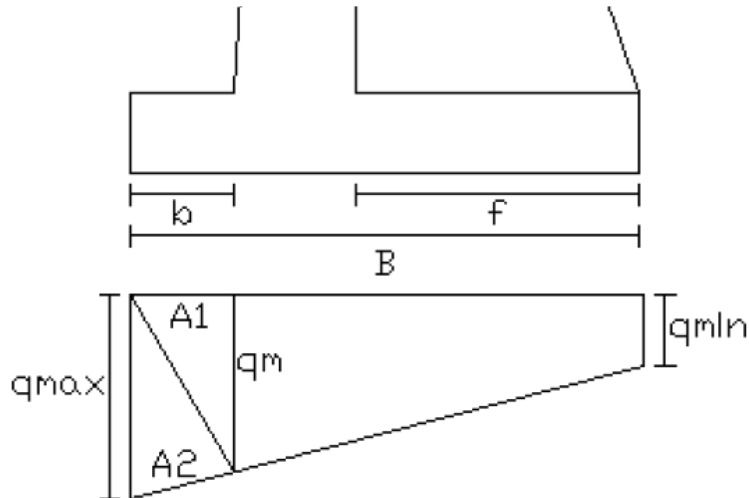
As cara interior= 0,000538

As1: 0,0000039

As cara exterior= 0,001076

3.6 Diseño del puntal

Figura 12. Diseño del puntal o dedo



Los (q_{\min}) y (q_{\max}) anteriormente son obtenidos multiplicando por el componente de mayoración (1,70).

(A1) y (A2) son los triángulos correspondientes a las áreas.

Establecemos el valor (V_u).

$$V_u = A1 + A2$$

Para verificar el corte:

$$v_u = \frac{V_u}{b * d}$$

(ancho de franja) 1metro = (b)

(alto del puntal) – (libre recubrimiento) = (d)

Cumplirá lo siguiente:

$$V_u < \phi V_{adm}$$

Caso contrario se aumentará la altura del puntal, y se tendrá que volver a calcular.

Momento con respecto a la cara de la pared:

$$M_u = A_1 * \left(\frac{b}{3}\right) + A_2 * \left(\frac{2 * b}{3}\right)$$

(b) longitud del puntal.

Diseño por flexión de la armadura:

$$A_s = \phi * \frac{f'_c}{f_y} * b * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\Phi * b * d^2 * f'_c}} \right)$$

$$\phi = 0,85$$

b = 1 metro (ancho de franja).

d = altura del dedo menos recubrimiento libre.

M_u = Momento en la cara de la pared.

$$\Phi = 0,90$$

$$\rho \times b \times d \times 0.0033 = \text{armadura min}$$

Entre (A_s) y (A_{smin}), el valor de armadura tomamos el mayor.
En la cara inferior del puntal se la ubicara.

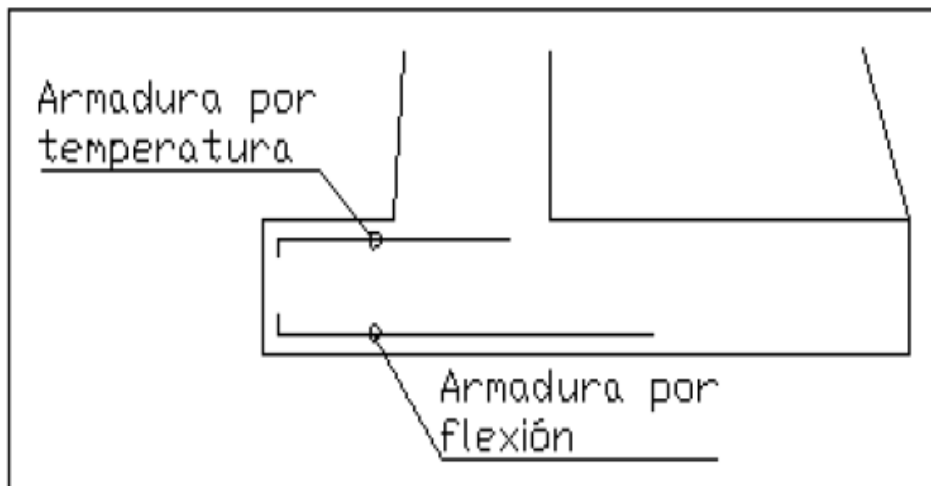
Por temperatura la armadura

$$(0.0022 \times b \times t) = A$$

$$1 \text{ m} = b$$

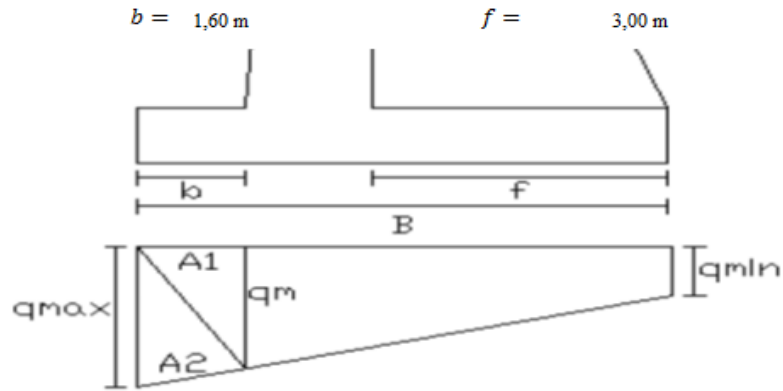
$$\text{Puntal (su altura)} = t$$

Figura 13. Hierro puntal o dedo



Estudio del dedo o puntal

Figura 14. Diseño de un dedo o puntal



$$q_{max} = 51,42 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_{min} = 0,92 \text{ Tn/m}^2$$

Determino el valor de V_u : $A1+A2$

$$\begin{aligned} q_m &: 36,5 && \text{Se calcula } q_m \text{ por medio de relaciones de triángulos} \\ V_u &: 70,31 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Se verificará el cortante que actúa:

$$V_u = \frac{V_u}{b * d}$$

$$V_u = 96,31$$

$b = 1 \text{ m}$ de franja

$d =$ altura del dedo menos el recubrimiento

Entonces:

$$\phi = 0,9$$

$$\phi V_{adm} = 63,28$$

Momento en la cara de la pared:

$$M_u = A1 * \frac{b}{3} + A2 * \left(\frac{2 * b}{3}\right)$$

Donde b es la longitud del dedo o puntal:

$$\begin{aligned} A1 &= 29,17 \\ &41,14 \end{aligned}$$

$$M_u =$$

$$A_2 = 59,44$$

Armadura por flexión:
$$A_s = 0,90 * \frac{f'_c}{f_y} * b * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * Mu}{\Phi * b * d^2 * f'_c}} \right)$$

$\phi = 0,85$
 $b = 1$ metro ancho de franja
 $d =$ altura del dedo menos recubrimiento libre
 $Mu =$ Momento en la cara de la pared
 $A_s = \mathbf{0,00252}$

Armadura mínima: $0,0033 * \rho * b * d$

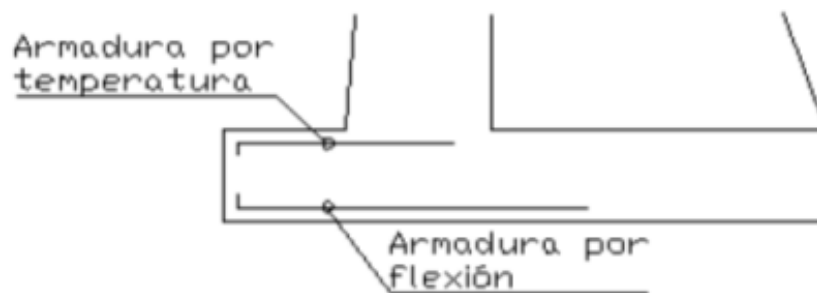
La armadura que se utilizará será la mayor entre A_{smin} y A_s

$A_{smin} = 0,00005$

Armadura por temperatura: $A = 0,0022 * b * t$

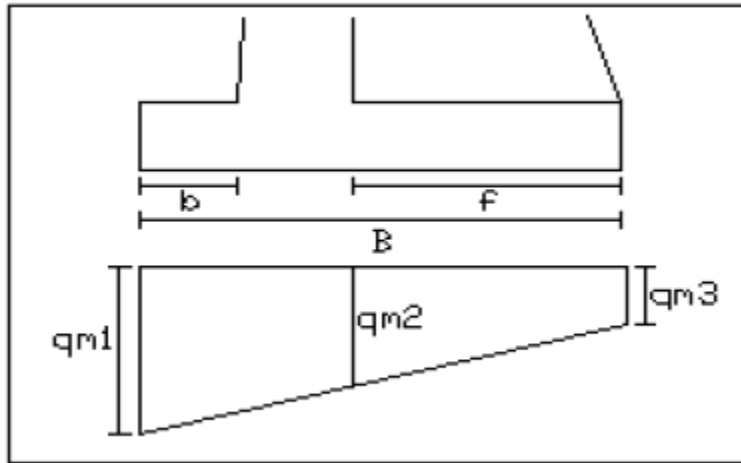
$b = 1$
 $t =$ altura del dedo o puntal
 $A = 0,001760$

Figura 15. Armadura por temperatura y flexión



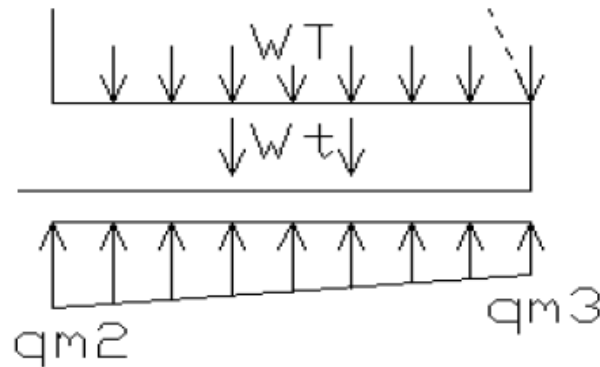
3.7 Diseño del talón

4 **Figura 16. Diseño de un talón**



Las cantidades de (q_{m1}) y (q_{m3}) inicialmente se calcula (q_{min}) y (q_{max}), correspondientemente, multiplicando por el elemento de mayoración (1.7).

Figura 17. Esfuerzos cortantes de un talón



$$W_t = f * a * S * \gamma_H$$

$$V_u = (WT + W_t) * \text{fact. mayoración}$$

Presión:

$$P_r = V_u / (f * S)$$

Valor del momento de un talón.

Se toma el mayor valor entre:

$$M_{(+)} = \frac{W * S n^2}{12}$$

$$M_{(-)} = \frac{W * S n^2}{10}$$

Donde (**W**) será el mayor valor entre ($P_r - q_{m2}$) y ($P_r - q_{m3}$).

Calculo por flexión de la armadura:

$$A_s = \phi * \frac{f'c}{fy} * b * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\Phi * b * d^2 * f'c}} \right)$$

Donde: $\phi = 0.85$

$b = 1$ metro (ancho de franja).

$d =$ altura del talón menos recubrimiento libre.

$M_u =$ Momento en la cara de la pared.

$\Phi = 0.90$

0.00330 x b x ρ x $d =$ Arm. mín

La armadura tendrá la cantidad superior entre (A_{smin}) y (A_s). Y se le ubicara tanto en la cara inferior y superior del talón.

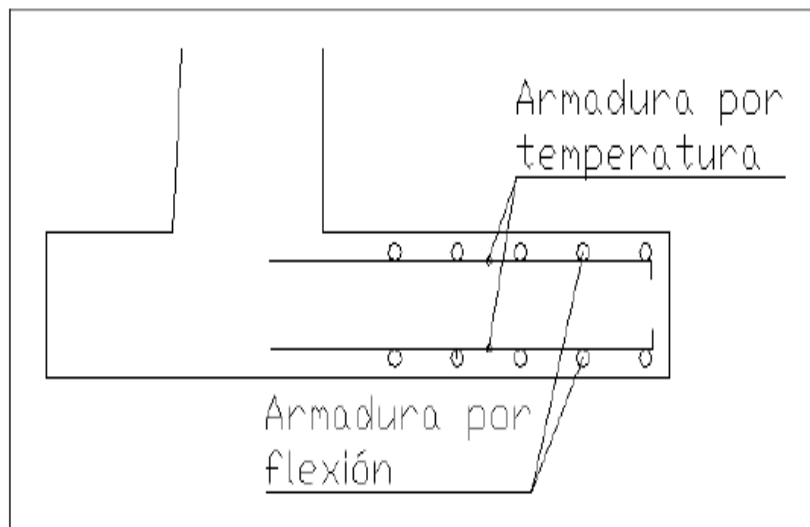
Por temperatura (Armadura):

$$0.0022 \times b \times t = A$$

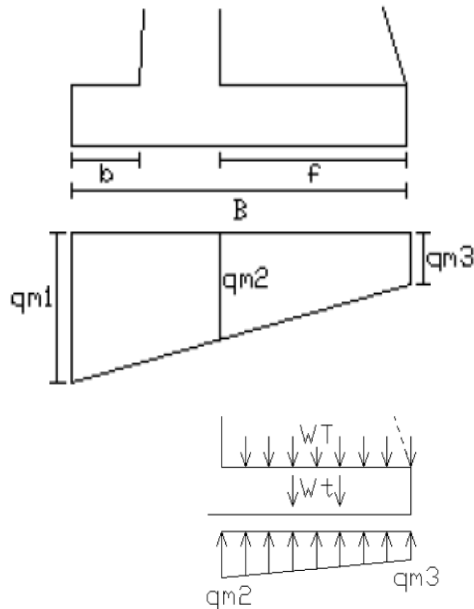
$$1m = b$$

$$\text{altura del talón} = t$$

Figura 18. Hierro de un talón



Diseño del talón:



Los valores de $qm1$ y $qm3$, son multiplicados por un factor de mayoración de 1,7 de cargas.

$$\begin{aligned} qm1 &= 51,42 \text{ Tn/m}^2 \\ qm3 &= 0,92 \text{ Tn/m}^2 \\ qm2 &= 28,98 \text{ Tn/m}^2 \end{aligned}$$

WT es la sumatoria de los pesos tanto del relleno como del contrafuerte que actúa directamente sobre el talón del muro.

$$Wt = f * a * S * \gamma H$$

$$Wt = 17,28 \text{ Tn}$$

$$WT = 160,08 \text{ Tn}$$

$$Vu = (WT + Wt) * 1,7$$

$$Vu = 301,51 \text{ Tn}$$

Calculo la presión ejercida sobre el talón:

$$Pr = \frac{Vu}{f * S}$$

$$Pr = 33,50 \text{ Tn/m}^2$$

Momento en el talón: para el cálculo del momento se considerará el mayor valor entre:

$$M_{(+)} = \frac{W * S^2}{12}$$

Y

$$M_{(-)} = \frac{W * S^2}{10}$$

$$Pr-qm2 = 4,52 \text{ Tn/m}^2$$

$$Pr-qm3 = 32,58 \text{ Tn/m}^2$$

Siendo W el mayor de estos dos valores 32,58 Tn/m²

$$M_{(+)} = 24,44$$

$$M_{(-)} = 29,32$$

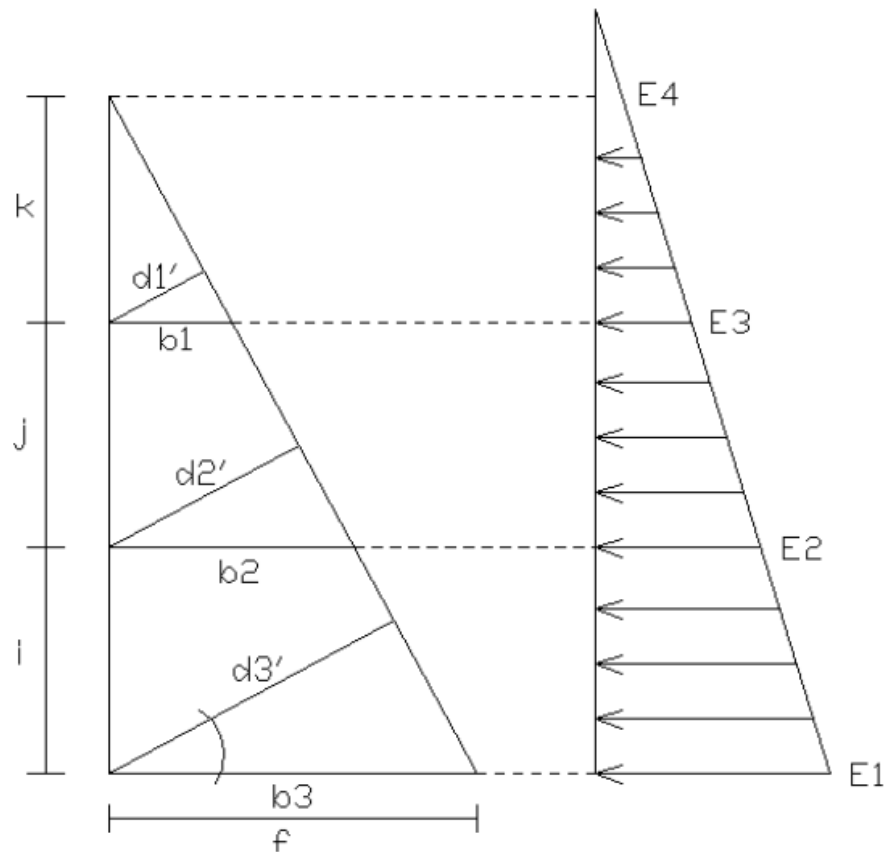
$$A_s = 0,90 * \frac{f'c}{f_y} * b * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f'c}} \right)$$

$$A_s = 0,001218 \quad \text{As temperatura } 0,0022 * 1 * t$$

Esta fórmula determina la armadura por flexión

4.1 Diseño del refuerzo

Figura 19. Diseño del refuerzo del muro



Momento flector:

Tabla 6. Datos para el momento flector

Sección	Pr	h	F	F*h	Y	M
1	E3	3,07 m	4,00	12,28	1,26	15,44
2	E2	3,07 m	16,02	49,11	4,46	218,86
3	E1	3,07 m	36,03	110,50	7,57	836,45

(W) fuerza en cada componente

(S) alejamiento entre refuerzos

(Y) el lugar de la resultante en cada componente:

$$Y = \frac{H^2 + 3HW}{3(H + 2W)}$$

Diseño a flexión:

Tabla 7. Flexión (datos del diseño)

Sección	b	d	dc	As	Asmin
1	1,00	0,95	0,88	0,00002	0,00015
2	2,00	1,90	1,83	0,000142501	0,00023
3	3,00	2,85	2,78	0,00035903	0,00045

Para el procesamiento de datos de (As min) y (As), (b) estará como el grosor del refuerzo.

Diseño de anclaje horizontal (armadura) pantalla-refuerzos.

$$S_{max} \leq \text{Espesor contrafuerte}$$

Diseño de armadura de anclaje vertical cimentación-refuerzos.

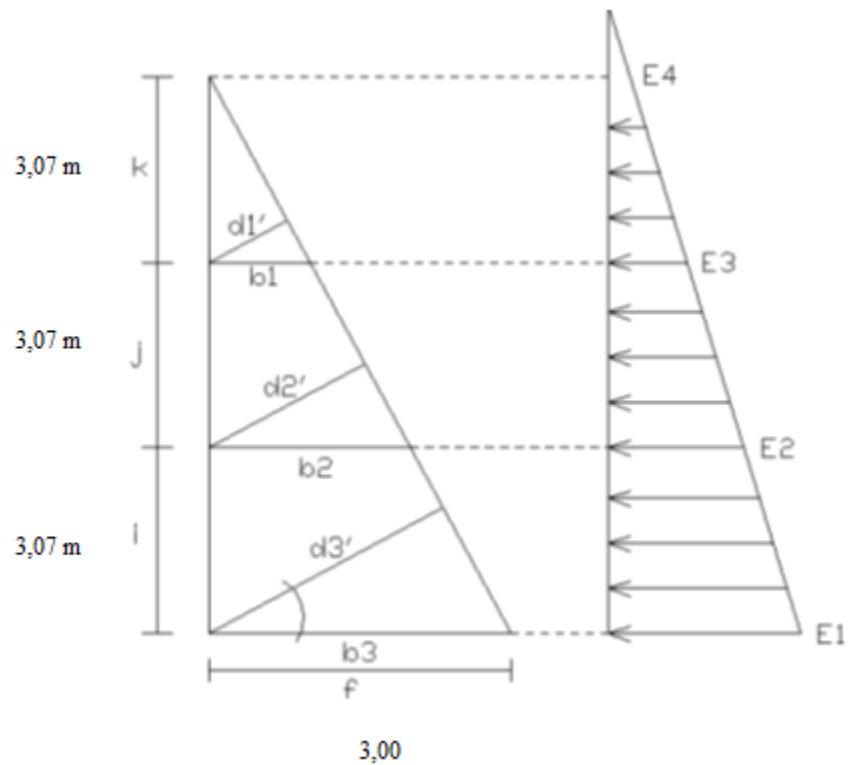
$$R_1 = 1.08 * W * S_n$$

Donde (W) será el mayor valor entre $(P_r - q_{m2})$ y $(P_r - q_{m3})$, y (S_n) la separación entre contrafuertes.

$$A_{s1} = \frac{R_1}{\Phi * f_y} \qquad A_{s2} = \frac{R_1/2}{\Phi * f_y}$$

Diseño del refuerzo (contrafuerte)

Figura 20. Empujes para el diseño de refuerzos



Momento flector:

Sección	Pr	h	F	F*h	Y	M
1	E3	3,07 m	4,00	12,28	1,26	15,44
2	E2	3,07 m	16,02	49,11	4,46	218,86
3	E1	3,07 m	36,03	110,50	7,57	836,45

Diseño a flexión:

Sección	b	d	dc	As	Asmin
1	1,00	0,95	0,88	0,00002	0,00015
2	2,00	1,90	1,83	0,000143	0,00023
3	3,00	2,85	2,78	0,000359	0,00045

Para el cálculo de As y Asmin, b será el espesor del contrafuerte.

Diseño de armadura de anclaje horizontal pantalla-contrafuertes:

$$A_{v1} = \frac{V1 + V2}{\phi * fy} \qquad A_{v2} = \frac{V2 + V3}{\phi * fy}$$

$$A_{v1} = 0,00045 \qquad A_{v2} = 0,00073$$

CAPITULO IV: PRESUPUESTO

5.1 Análisis de precios

RUBROS MURO - JOSE JIMENEZ

Oferente:

Ubicación: SININCAY

Fecha: 02/05/2017

Descripción	Und	Cant	P. Unit	P.Total
Desbroce y limpieza del terreno	m2	1.100,00	0,76	836,00
Replanteo y nivelación	m2	300,00	1,33	399,00
Excavación manual material sin clasificar	m3	520,00	10,61	5.517,20
Desalojo de materiales hasta 6 km, Incluye transporte y cargado a máquina	m3	624,00	3,54	2.208,96
Replanteo de hormigón simple f'c=140 kg/cm2	m3	36,45	107,50	3.918,38
Encofrado de madera (2 usos)	m2	25,00	8,50	212,50
Encofrado metálico recto para muros	m2	850,00	11,75	9.987,50
Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2	kg	8.600,00	1,98	17.028,00
Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 bombeado para muros	m3	600,00	143,16	85.896,00
Tubería PVC 3" (solo mano de obra)	ml	40,00	2,51	100,40
SUBTOTAL				126.103,94
IVA 14%				17.654,55
TOTAL				143.758,49

Ciento cuarenta y un mil doscientos treinta y seis 41/100 dólares

CONCLUSIONES

- Se ofrecen claras ventajas en los muros con refuerzos principalmente en seguridad y en espacio para su cimentación, de la misma forma tiene la capacidad para resistir empujes grandes, y como desventajas se puede mencionar que el encofrado se dificulta, ya que la construcción aumenta en tiempo y en costo.
- Proporcionalmente a la altura mínima de 8m del muro, el grosor del refuerzo estará entre 0.2 y 0.5m, y en casos especiales con mayores alturas y bajo ángulo de fricción serán mayores, en este caso el arranque de pantalla es de 0.80m con una corona de 0.40m.
- Entre menor separación de los refuerzos se disminuirá el valor del empuje activo, pero aumentará el tiempo de construcción y los costos, ya que el número de refuerzos aumentará.
- El factor de seguridad al deslizamiento y al volcamiento se toma la cantidad respecto a la importancia de la construcción. Generalmente el factor de seguridad es de 1.5 como mínimo, y en proporción al grado de seguridad se deberá aumentar.

RECOMENDACIONES

- Por lo que los datos obtenidos de la capacidad portante fueron de 0.75 kg/cm² a una profundidad de 2m, y de 0.40 kg/cm² a una profundidad de 4 m, entonces según los resultados tenemos que la naturaleza del terreno es Arcilloso Fluido, debido a estos resultados se recomienda mejorar el suelo con una altura mínima de 0,85m de altura, y ser compactada en capas de 0,20 m de altura, y así de esta manera poder evitar un efecto de punzonamiento.
- Se recomienda al muro ser relleno con suelo de drenaje libre y también con material granular de suficiente tamaño para evitar el taponamiento de los lloraderos, el mechinal no debería ser menor a 4 plg de diámetro, y debería existir por lo menos 1 mechinal cada 2 m².

REFERENCIAS

Brown, J. C.-R. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. Mexico:
Alfaomega Grupo Editor.

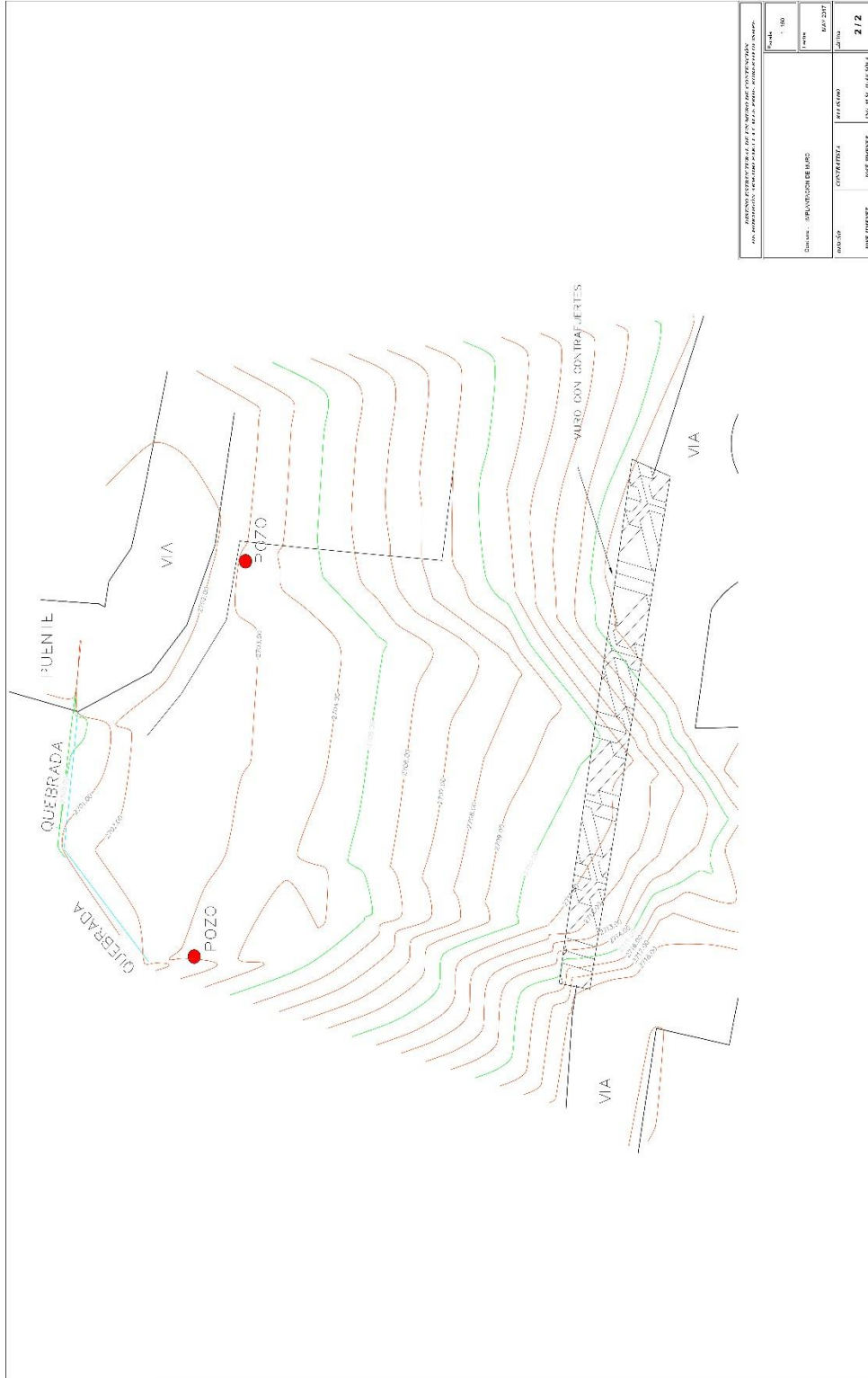
Das, B. M. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentación*. En B.M.
Mexico: Thomson.

Densidad Relativa; 2015. Docslide: Densidad relativa:
<http://documents.tips/documents/densidad-relativa-5640e85179aa3.html>

Muros de contención. (s.f). Ecured: Conocimiento con todos y para todos.
Cuba, Cu.: https://www.ecured.cu/Muros_de_contenci%C3%B3n

Normas APA; 2016. Normas APA: Edición 6:
<http://normasapa.com/normas-apa-2016-cuestiones-mas-frecuentes/>

ANEXO 1



INSTITUCIÓN EDUCATIVA: INSTITUCIÓN EDUCATIVA "COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO" INSTITUCIÓN EDUCATIVA: INSTITUCIÓN EDUCATIVA "COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO"		Fecha: 1/10/2017 Hora: 10:00 AM
Docente: OSWALDO CEBALLOS Curso: 3º DE EDUCACIÓN PRIMARIA		Fecha: 1/10/2017 Hora: 10:00 AM
Nombre: JUAN JIMENEZ Apellido: JIMENEZ	Matrícula: 84143080 Institución: UCACUE	Págs.: 2 / 2

ANEXO 2

10.02
9.95 CAFÉ CLARO.

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

PROYECTO _____ LOCALIZACIÓN _____
 SECTOR _____ MUESTRA # _____
 SOLICITADO POR: _____ PROFUNDIDAD _____
 FECHA _____

DS. = 3.55 cm.	3.555	AS. = cm2	9.93	W. = g.	174.85
DC. = 3.61 cm.	3.615	AC. = cm2	10.36	V. = cm3	93.39
DI. = 3.69 cm.	3.695	AI. = cm2	10.72	Y. = kg/cm3	1.87
HM. = 9.075 cm.	9.075	AM. = cm2	10.38	Yd. = km/cm3	1.45

LECTURA 1*10-4	CARGA KG.	DEFOR. 1*10-3	DEFOR. UNITARIA	AREA CORREG.	ESFUERZO KG/CM2	HUMEDAD	
						1	2
0		0					
11	1.51	10	0.0023	10.31	0.176		
21	3.18	20	0.0036	10.33	0.308		
38	4.08	30	0.0044	10.36	0.393		
35	4.99	40	0.0111	10.39	0.473		
41	5.90	50	0.0139	10.42	0.565		
52	7.71	60	0.0209	10.50	0.734		
62	9.07	100	0.0279	10.57	0.857		
70	9.98	125	0.0349	10.65	0.936		
77	11.00	150	0.0419	10.73	1.025		
84	11.98	175	0.048	10.80	1.108		
91	12.97	200	0.0559	10.88	1.1910		
103	14.65	250	0.0699	11.05	1.325		
113	15.71	300	0.0839	11.22	1.41		
112	15.71	350	0.0978	11.39	1.39		
119	16.89	400	0.1120	11.58	1.46		
114	16.19	500	0.139	11.95	1.35		
118	17.54	600	0.167	12.35	1.01		

Muestra Nº	1	2
recipiente Nº	52.30	44.00
P. Recipiente + M. Húmeda	135.50	134.60
P. Recipiente + M. Seca	116.30	114.90
Peso Recipiente	52.30	44.00
% Humedad w	20.7	27.784
Humedad Promedio	25.29	



$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

$$w = \frac{8.54}{14.65} \times 100$$

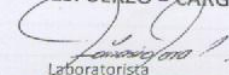
$$A_m = (A_s + 4A_c + A_i) / 6$$

$$DEF. UNIT. = DEF. * 2.54 / H_m * 1000$$

$$Area Corr. = A_m / 1 - Def. Unit.$$

ESFUERZO = CARGA / A. corr.

Ing. Santiago Coronel A.
 Jefe del Laboratorio


 Laboratorista
 Atanasio Jara

2m

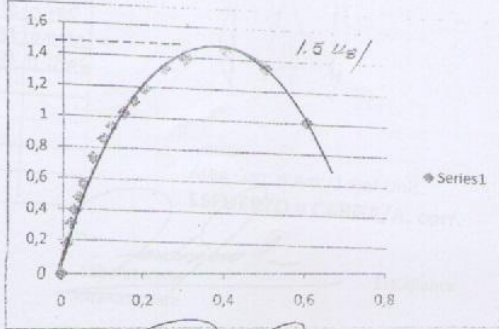
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

OBJETIVO: _____
 MATERIA: _____
 EQUIPO: _____
 LOCALIDAD: _____
 FECHA: _____
 PROYECTO: _____

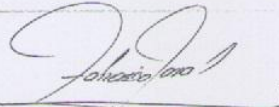
AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2
AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2
AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2
AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2	AL = 0m2

CLASE	1
0	0
0,01	0,176
0,02	0,308
0,03	0,393
0,04	0,479
0,05	0,565
0,075	0,734
0,1	0,857
0,12	0,936
0,15	1,025
0,175	1,108
0,2	1,191
0,25	1,325
0,3	1,41
0,3	1,39
0,4	1,46
0,5	1,35
0,6	1,01

$c = \frac{q_u}{2} = 0.75 \text{ kg/cm}^2$



Series1



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

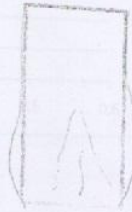
PROYECTO: _____ LOCALIZACIÓN: _____
 SECTOR: _____ MUESTRA: _____
 SOLICITADO POR: _____ PROFUNDIDAD: _____
 FECHA: _____

DS. = cm.	3.73	AS. = cm ²	10.93	W. = %	171.6
DC. = cm.	3.73	AC. = cm ²	10.93	V. = cm ³	99.41
DI. = cm.	3.28	AI. = cm ²	11.04	Y. = kg/cm ³	1.72
IHM. = cm.	9.08	AM. = cm ²	10.94	Yd. = km/cm ³	1.21

LECTURA 1°-10-4	CARGA KG.	DEFOR. 1°-10-2	DEFOR. UNITARIA	AREA CORREG.	ESFUERZO KG/CM ²	HUMEDAD	
						1	2
0	0	0	0				
14	2.26	10	0.0027	10.97	0.206		
20	3.17	20	0.0055	11.00	0.288		
34	3.62	30	0.0083	11.03	0.328		
28	4.08	40	0.0111	11.06	0.368		
31	4.53	50	0.0139	11.09	0.408		
59	5.44	60	0.0209	11.17	0.4868		
45	6.35	100	0.0339	11.25	0.5648		
50	7.25	125	0.0349	11.33	0.6395		
54	7.71	150	0.0419	11.41	0.6751		
52	8.16	175	0.0489	11.50	0.709		
60	8.62	200	0.0519	11.58	0.7438		
63	9.07	250	0.0619	11.76	0.7710		
66	9.52	300	0.0829	11.94	0.7971		
68	9.52	350	0.0919	12.12	0.785		
70	9.98	400	0.111	12.31	0.8101		
70	9.98	500	0.1398	12.71	0.7846		
		600					
		700					

Muestra N°	1	2
Recipiente M	Δ	B
P. Recipiente + M. (Gm)		
P. Recipiente + M. (Gm)	135.33	156.35
P. Recipiente + M. (Gm)	111.64	129.55
P. Recipiente + M. (Gm)	52.90	68.10
Humedad Promedio	40.41 %	43.61 %

PLANO DE FALLA



Area Corr. = Am./1-Def.Unit.
ESFUERZO = CARGA/A. corr.

Ing. Luis Mario Almache
 Jefe del Laboratorio

Atanasio Jara
 Laboratorio

Estudiante

4m

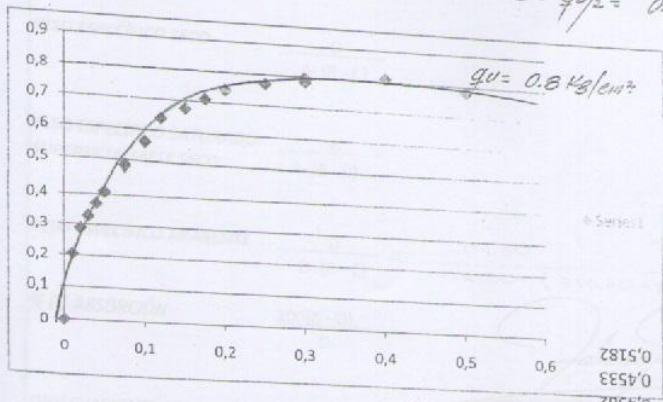
0	0
0,01	0,206
0,02	0,288
0,03	0,328
0,04	0,368
0,05	0,4082
0,075	0,4868
0,1	0,5642
0,12	0,6395
0,15	0,6751
0,175	0,709
0,2	0,7438
0,25	0,771
0,3	0,7971
0,3	0,785
0,4	0,8101
0,5	0,7846

UNIVERSIDAD CACUENA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 LABORATORIO DE SUELOS

MUESTRA
 PROJ
 FECHA

METODO DEL PIROMETRO

$c = q_u/2 = 0.4 \text{ kg/cm}^2$



[Handwritten Signature]

0,175	0,5182
0,15	0,4533
0,12	0,4982
0,1	0,4607
0,075	0,4215
0,05	0,3827
0,04	0,3406
0,03	0,2992
0,02	0,2575
0,01	0,2146
0	0

2m

3


UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS

 PROYECTO
 SECTOR
 SOLICITADO POR:

 MUESTRA
 PROF.
 FECHA

METODO DEL PIGNOMETRO

Material Pasante en el Tamiz No. 4

 A= B.
 B= 756.70 B.
 C= 657.70 B.
 D= 154.60 B.

 PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMETE SECO
 PESO DEL PIGNOMETRO
 PESO DEL PIGNOMETRO
 PESO DEL MATERIAL SECO

PESO ESPECÍFICO SECO

$$\frac{D}{A - (B - C)}$$

 PESO ESPECÍFICO SATURADO
 SUPERFICIALMETE SECO

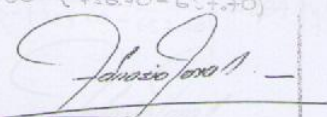
$$\frac{A}{A - (B - C)}$$

PESO ESPECÍFICO APARENTE

$$\frac{D}{D - (B - C)} = \frac{154.60}{154.60 - (756.70 - 657.70)} = 2.78 \text{ g/cm}^3$$

% DE ABSORCIÓN

$$\frac{100(A - D)}{D}$$




OBSERVACIONES: Muestra depositado en el Laboratorio

17-03-2016

 ING. LUIS MARIO ALMACHE
 JEFE DE LABORATORIO

-1-11 ②



UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO _____ MUESTRA _____
 SECTOR _____ PROF. _____
 SOLICITADO POR: _____ FECHA _____

MÉTODO DEL PIGNÓMETRO

Material Pasante en el Tamiz No. 4

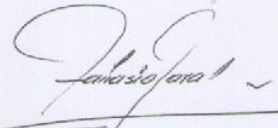
A= _____	B=	PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMENTE SECO Y SATURADO
B= 737.50	B=	PESO DEL PIGNÓMETRO + AGUA + MUESTRA
C= 657.70	B=	PESO DEL PIGNÓMETRO + AGUA
D= 123.10	B=	PESO DEL MATERIAL SECO

PESO ESPECÍFICO SECO $\frac{D}{A - (B - C)}$

PESO ESPECÍFICO SATURADO SUPERFICIALMENTE SECO $\frac{A}{A - (B - C)}$

PESO ESPECÍFICO APARENTE $\frac{D}{D - (B - C)} = \frac{123.10}{123.10 - (737.50 - 657.70)} = 2.84$ 3/21

% DE ABSORCIÓN $\frac{100(A - D)}{D}$


 OBSERVACIONES: Muestra depositado en el laboratorio
 17-03-2016

ING. LUIS MARIO ALMACHE ATANASIO JARA
 JEFE DE LABORATORIO LABORATORISTA

ANEXO 3

