

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CALZADURAS

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

RAÚL CHÁVEZ HINOJOSA

Lima-Perú

2010

ÍNDICE

RESUMEN.....	4
LISTA DE TABLAS.....	5
LISTA DE FIGURAS.....	6
LISTA DE SÍMBOLOS.....	9
INTRODUCCIÓN.....	11
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	12
1.1 Antecedentes	13
1.2 Aplicaciones	16
1.3 Ventajas y Desventajas	17
CAPÍTULO 2: VIABILIDAD DE LAS CALZADURAS.....	19
2.1 Características de los suelos de cimentación.....	19
2.2 Problemas en excavaciones profundas.....	22
2.3 Derecho de propiedad y respeto a las propiedades vecinas.....	24
2.4 Aspecto económico en la construcción de Calzaduras.....	28
CAPÍTULO 3: DISEÑO DE CALZADURAS.....	31
3.1 Alcances de la Norma Técnica en el diseño de calzaduras.....	32
3.2 Parámetros de Diseño.....	36
3.3 Descripción.....	38
3.3.1 Suelo cohesivo.....	47
3.3.2 Suelo sin cohesión.....	55
3.4 Aplicación.....	61
CAPÍTULO 4: CONSTRUCCIÓN DE CALZADURAS.....	81
4.1 Alcances de la Norma Técnica en la construcción de calzaduras.....	82
4.2 Entibamiento y apuntalamientos de Excavaciones.....	84
4.2.1 Excavaciones poco profundas.....	84

4.2.2	Excavaciones profundas.....	86
4.3	Aplicación.....	88
4.4	Procedimiento constructivo en diferente tipo de cimentación.....	92
CONCLUSIONES.....		96
RECOMENDACIONES.....		97
BIBLIOGRAFÍA.....		98
ANEXOS.....		101
Anexo 1	Gráficas del estudio de un suelo conglomerado.....	102
Anexo 2	Normas de Código Civil.....	104
Anexo 3	Gráficas del ensayo de corte directo en un suelo conglomerado.....	107
Anexo 4	Factores de Carga y Geometría de Terzaghi.....	110
Anexo 5	Problemas comunes en la construcción de calzaduras.....	111
Anexo 6	Entrevista al Dr. Jorge Alva Hurtado.....	112

RESUMEN

La calzada es una estructura de concreto ciclópeo que soporta principalmente carga vertical transmitiéndola a un nivel inferior, también proporciona soporte lateral a la masa de suelo en contacto. El diseño formal de la calzada debería ser obligatorio en la actualidad, debido que en los últimos años se han generado muchos accidentes y pérdidas humanas que lamentar.

El sistema de calzaduras es un sistema estructural muy eficiente en un suelo conglomerado compacto sin presencia de agua, no se debe generalizar para otro tipo de suelo, en caso contrario se podría presentar una falla en la calzada y/o en la estructura vecina.

Se explica de forma metodológica el proceso de diseño y construcción de la calzada, explicando los ensayos a realizar en el suelo identificando los parámetros de diseño para analizarlos. También se describe el proceso adecuado de excavación, se explica el proceso de apuntalamiento dependiendo de la magnitud o altura de excavación y del resultado de la evaluación de las construcciones colindantes o vecinas.

Se concluye que se debe evitar toda presencia de agua, ya sea como filtración o nivel freático, debido que el esfuerzo horizontal aumenta considerablemente y puede hacer fallar la calzada.

Se plantean ventajas, desventajas y recomendaciones para el adecuado proceso constructivo de la calzada, enfatizando los conceptos que brindan las normas técnicas y así complementar el vacío en información que existe en este tema.

LISTA DE TABLAS

1. Tabla N° 3.1	Estudios realizados en el conglomerado de Lima ...	38
2. Tabla N° 3.2	Fuerzas verticales, horizontales y brazo de giro para el tramo 1	57
3. Tabla N° 3.3	Fuerzas verticales, horizontales y brazo de giro para el tramo 2	58
4. Tabla N° 3.4	Fuerzas verticales, horizontales y brazo de giro en el tramo 3.....	59
5. Tabla N° 3.5	Fuerzas verticales, horizontales y brazo de giro en el tramo 4	60
4. Tabla N° 3.6	Fuerzas y brazo de giro del tramo 1.....	64
5. Tabla N° 3.7	Fuerzas y brazo de giro del tramo 2.....	69
6. Tabla N° 3.8	Fuerzas y brazo de giro del tramo 3.....	72
7. Tabla N° 3.9	Fuerzas y brazo de giro del tramo 4.....	76
8. Tabla N° 3.10	Optimización de resultados	77

LISTA DE FIGURAS

1. Figura N° 1.1	Tipos de falla comunes	12
2. Figura N° 1.2	Calzadura	13
3. Figura N° 1.3	Diagrama de cuerpo libre de la calzadura.....	15
4. Figura N° 1.4	Pantalla de contención	16
5. Figura N° 2.1	Simbología de los tipos de suelo	21
6. Figura N° 2.2	Grietas de tensión generadas por la excavación	23
7. Figura N° 2.3	Invasión de calzadura en terreno vecino.....	25
8. Figura N° 2.4	Construcción de calzadura en nuestro terreno.....	26
9. Figura N° 2.5	Muro pantalla, disminuye la invasión del terreno Vecino	27
10. Figura N° 2.6	Construcción de calzaduras en filas paralelas	29
11. Figura N° 2.7	Proyección de edificación a construir.....	30
12. Figura N° 3.1	Esfuerzo y presión del suelo en la calzadura.....	31
13. Figura N° 3.2	Calzadura en un cimiento corrido.....	33
14. Figura N° 3.3	Calzadura en zona de tránsito peatonal.....	33
15. Figura N° 3.4	Calzadura en una losa de cimentación... ..	34
16. Figura N° 3.5	Calzadura en un sistema de pórticos con zapatas Aisladas	34
17. Figura N° 3.6	Esquema de calzadura en un sistema de pórticos..	35
18. Figura N° 3.7	Empuje del suelo.....	39
19. Figura N° 3.8	Fuerzas actuantes sobre la calzadura.....	40
20. Figura N° 3.9	Tipos de esfuerzo del suelo en la calzadura.....	40
21. Figura N° 3.10	Distribución de fuerzas del suelo en estado de reposo(Teoría de Rankine).....	41
22. Figura N° 3.11	Distribución de fuerzas del suelo en estado reposo (Teoría de Rankine).....	42
23. Figura N° 3.12	Distribución de fuerzas del suelo en estado activo (Teoría de Rankine).....	44
24. Figura N° 3.13	Distribución de fuerzas de un suelo en estado pasivo.....	45

25. Figura N° 3.14	Distribución de un suelo cohesivo en la calzada.....	47
26. Figura N° 3.15	Diagrama de fuerza distribuida resultante en la Calzada	48
27. Figura N° 3.16	Diagrama de fuerza distribuida total ejercida por el suelo	49
28. Figura N° 3.17	Diagrama de fuerza distribuida total ejercida por la sobrecarga.....	50
27. Figura N° 3.18	Diagrama de fuerza distribuida total por la cohesión	50
28. Figura N° 3.19	Diagrama resultante de fuerzas en un suelo cohesivo	51
29. Figura N° 3.20	Diagrama de fuerzas verticales que actúan sobre la calzada	52
30. Figura N° 3.21	Diagrama de fuerzas que actúan sobre la calzada y sus puntos de aplicación.....	53
31. Figura N° 3.22	Punto de giro	53
32. Figura N° 3.23	Distribución de fuerzas de un suelo sin cohesión en la calzada.....	55
33. Figura N° 3.24	Tramo inicial de diseño y su ancho "B".....	56
34. Figura N° 3.25	Distribución de fuerzas en el tramo 1	56
35. Figura N° 3.26	Distribución de fuerzas en el tramo 2.....	57
36. Figura N° 3.27	Distribución de fuerzas en el tramo 3.....	58
37. Figura N° 3.28	Distribución de fuerzas en el tramo 4.....	59
38. Figura N° 3.29	Distribución de fuerza del suelo en estado natural y alterado	61
39. Figura N° 3.30	Datos para diseño de calzada.....	61
40. Figura N° 3.31	Tramos de diseño de la calzada.....	62
41. Figura N° 3.32	Altura y ancho del bloque de la calzada.....	63
42. Figura N° 3.33	Diagrama de fuerzas en el tramo 1.....	64
43. Figura N° 3.34	Diagrama de presión del suelo sobre el tramo1.....	66
44. Figura N° 3.35	Diagrama de fuerzas en el tramo2.....	68
44. Figura N° 3.36	Diagrama de presión del suelo sobre el tramo2.....	70
45. Figura N° 3.37	Diagrama de fuerzas en el tramo3	72

46. Figura N° 3.38	Diagrama de presión del suelo sobre el tramo3.....	74
47. Figura N° 3.39	Diagrama de fuerzas en el tramo4.....	75
48. Figura N° 3.40	Diagrama de presión del suelo sobre el tramo4.....	78
49. Figura N° 3.41	Diseño final de l calzadura.....	79
50. Figura N° 4.1	Secuencia de excavación y vaciado de paneles	81
51. Figura N° 4.2	Filtración de agua	83
52. Figura N° 4.3	Empuje del suelo sobre un muro inestable	84
53. Figura N° 4.4	Fases de excavación y apuntalamiento.....	85
54. Figura N° 4.5	Tipo de tablestacas.....	86
55. Figura N° 4.6	Apuntalamiento con tablestaca y corte de A-A.....	87
56. Figura N° 4.7	Apuntalamiento con pilote H y corte de A-A.....	88
57. Figura N° 4.8	Distribución de fuerzas propuesta por terzaghi.....	88
58. Figura N° 4.9	Distribución de puntales.....	89
59. Figura N° 4.10	Distribución de fuerzas en la aplicación.....	89
60. Figura N° 4.11	Distribución de fuerzas en el primer tramo.....	90
61. Figura N° 4.12	Distribución de fuerzas en la parte central del entibamiento.....	90
62. Figura N° 4.13	Distribución de fuerzas en la parte final del entibamiento.....	91
63. Figura N° 4.14	Vaciado del concreto ciclópeo con canaleta.....	94
64. Figura N° 4.15	Secuencia de excavación de los paneles.....	95
65. Figura N° 4.16	Excavación de la segunda fila desfasando ½ paño	95

LISTA DE SÍMBOLOS

c	Cohesión
B	Base
Ea	Fuerza distribuida del suelo
Ecohesión	Fuerza distribuida de la cohesión
Eh	Empuje horizontal
Es/c	Fuerza distribuida de la sobre carga
e	excentricidad
F(Ea)	Fuerza total del suelo
F(Ecohesión)	Fuerza total de la cohesión
F(Es/c)	Fuerza total de la sobre carga
FSC	Factor de seguridad a la capacidad de carga
FSD	Factor de seguridad al deslizamiento
FSV	Factor de seguridad al volteo
Fr	Fuerza resultante
H	Altura a calzar
Hc	Altura en donde se tiene una fuerza horizontal resultante nula
Ka	Coeficiente de empuje activo
Ko	Coeficiente de empuje en reposo
Kp =	Coeficiente de empuje pasivo.
L1, L2, L3	Longitudes de cimentaciones vecinas a calzar
Nc, Nq, Ny	Factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción Φ
O	Punto de giro
q	Sobrecarga
q _{adm}	Capacidad de carga del terreno
q _u	Capacidad de carga última.
Sy, Sc	Factores de geometría según tipo de cimentación
T1, T2, T3	Tiempo por cada Longitud a calzar
Tt	Tiempo total
Wc	Peso del concreto
Ws	Peso del suelo
Y	Distancia de aplicación de la fuerza total
Yc	Peso unitario del concreto ciclópeo
Y s	Peso unitario del suelo

ϕ	Angulo de fricción interna
$\sum M_o$	Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar la estructura
$\sum M_r$	Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo
$\sum F_r$	Suma de las fuerzas resistentes horizontales
$\sum M_d$	Suma de las fuerzas actuantes horizontales

INTRODUCCIÓN

En la actualidad el desarrollo de proyectos de edificaciones está en auge, se diseñan edificios de gran envergadura, los cuales a diferencia de tiempos pasados constan de uno a más niveles de sótanos que se utilizan como estacionamientos en la mayoría de los casos.

La construcción de estos sótanos es posible hacerlo mediante el sistema de calzaduras o el de pantallas de contención. Sin embargo se ha constatado que es poco conocido los métodos de análisis y diseño de estas estructuras. Por alcances del estudio, en esta tesis sólo se abordarán las denominadas calzaduras.

El mal proceso constructivo de las calzaduras genera fallas derivadas en asentamientos y/o colapsos en la edificación vecina con pérdidas de vidas humanas en el peor de los casos.

Estos sucesos surgen con más frecuencia debido a la ausencia de participación de profesionales debidamente capacitados y/o de la poca supervisión técnica correspondiente en algunas obras del sector construcción. En estos últimos años para agilizar las construcciones de edificaciones, las municipalidades, en cumplimiento de la normatividad vigente Ley 290901 y reglamento, otorgan licencias automáticas de construcción (para edificaciones de hasta 5 pisos no es obligatoria la revisión del proyecto por parte de la comisión técnica del C.I.P), lo cual constituye un factor más de inseguridad.

El presente trabajo permite comprender los antecedentes, aplicación, ventajas, desventajas de la calzadura. Se evaluará si la calzadura es la mejor opción como estructura de sostenimiento, se analizará el tipo de suelo, derecho de propiedad, respeto de las propiedades vecinas y el factor económico. La calzadura se diseñará de modo similar a un muro de contención, teniendo los alcances de la norma técnica y parámetros del suelo. Finalmente se describirá el proceso constructivo de la calzadura y las diferentes cimentaciones a calzar. La bibliografía se ilustra con números entre paréntesis y la relación se presenta al final.

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

Los taludes de las excavaciones para sótanos son verticales o ligeramente inclinados cuando el comportamiento del terreno así lo permite. Los distritos limeños que tienen este tipo de suelo son, entre otros, el Cercado de Lima, Lince, Magdalena e incluso Miraflores, Surco y San Isidro, en los cuales los empujes del suelo son soportados por sistemas de sostenimiento como las calzaduras. El adecuado diseño de estas estructuras requiere del cálculo de la presión lateral del suelo, la cual está en función de varios factores como, peso específico, ángulo de fricción y cohesión del propio terreno.

Para diseñar y construir estos sostenimientos laterales de terreno se debe cumplir con factores de seguridad por volteo y asentamiento excesivo; la presión en la base no debe exceder la capacidad de carga admisible del suelo y la estructura en conjunto debe tener un factor de seguridad adecuado con respecto al deslizamiento a lo largo de la base o cualquier estrato débil debajo de la base, como se muestra en la fig. 1.1. Las dimensiones de la estructura y su estabilidad dependen esencialmente del tipo de suelo.

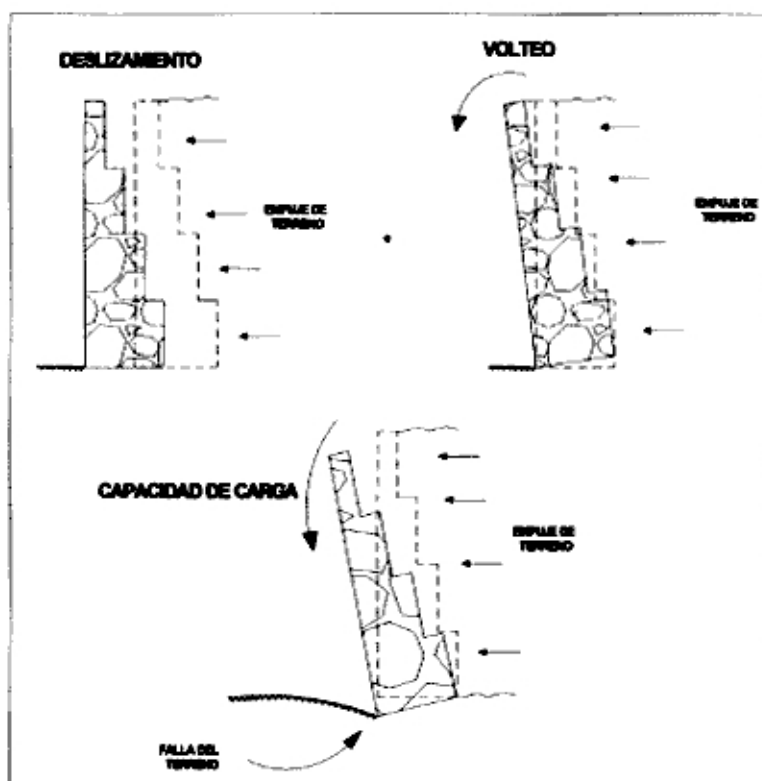


Figura 1.1 Tipos de falla comunes

1.1 Antecedentes

Debido a la práctica de sostenimiento y transmisión de cargas en la cimentación de edificaciones usuales, surgieron algunas formas de protección en función a su desempeño estructural, así principalmente se distinguen dos tipos que a continuación se explican.

1) Calzadura

Estructura que se edifica dentro del terreno vecino; en este caso se está calzando la edificación vecina, transmitiendo las cargas verticales a un estrato con mayor capacidad portante, y también soportando los empujes laterales, como se aprecia en fig. 1.2.

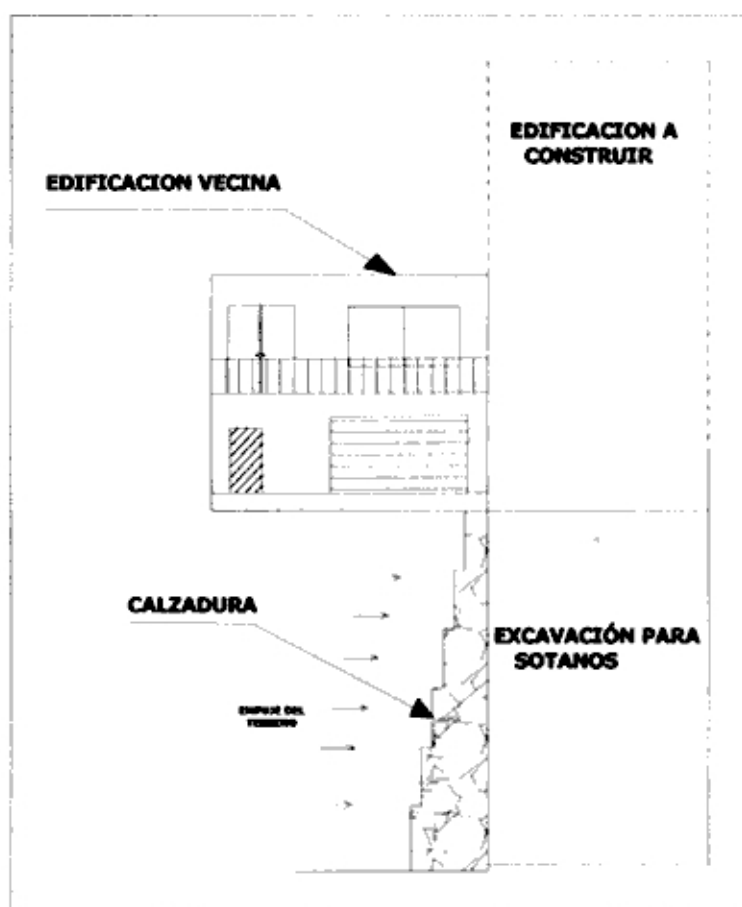


Figura 1.2 Calzadura

La construcción de calzaduras fuera de los linderos del terreno por excavar, es usual en nuestro medio. Las calzaduras son procedimientos que tienen una tradición muy antigua en el país. Se comenzaron a realizar aproximadamente en los años 60 y 70 que fue cuando la ciudad de Lima comenzó a tener mayor desarrollo y modernizarse; la construcción de edificios en el centro histórico de la ciudad de Lima fueron en aumento, la calzada surge como una propuesta de los ingenieros de esa época que dieron solución en la protección de las viejas casonas colindantes con sus edificaciones, en muchos casos los materiales de construcción de las casonas eran simplemente de quincha o de adobe y máximo 3 pisos; no era usual la construcción de sótanos profundos.

Las calzaduras en esa época no tuvieron mayor problema, debido a que se plantearon varias recomendaciones, una de las principales era que sólo se realizaban en el conglomerado de Lima, evitando presencia de filtraciones del agua. Los problemas en la actualidad usualmente se dan por la falta de experiencia del ingeniero, maestro de obra o contratista que obvian las recomendaciones técnicas, desencofrado antes de tiempo, no aumentando el ancho de los bloques conforme hay más profundidad, demasiada luz libre sin calzar, etc.

En el Perú se han desarrollado edificios hasta de 4 y 5 sótanos que se han hecho con el sistema tradicional de calzaduras. Para citar algunos ejemplos, podemos indicar la obra del Banco Central de Reserva, en el año 1972, en el Centro de Lima, con excavaciones vecinas a la Iglesia de San Pedro (adobe y quincha) y al antiguo local de la Biblioteca Nacional. En esa obra se hicieron calzaduras de 14 m de profundidad, con apuntalamientos importantes.(3)

Varios edificios relativamente modernos, como el actual local de la Sunat en la Av. Benavides, la obra del Hotel Marriot, el local del Banco de la Nación en la esquina de Av. Arequipa con Javier Prado, tienen 5 sótanos y han sido hechas con calzaduras que han tenido espesores en la base del orden de 3.6 a 4 m y han tenido un buen comportamiento. (3)

La calzada es un elemento estructural provisional o definitivo que ayuda a sostener una cimentación vecina, soportando carga vertical y horizontal; debido

al esfuerzo del suelo esta carga vertical es transmitida hacia un estrato inferior de mayor capacidad portante y la fuerza horizontal es tomada por el peso de la calzada. Las fuerzas que actúan sobre la calzada se muestran en la fig.1.3.

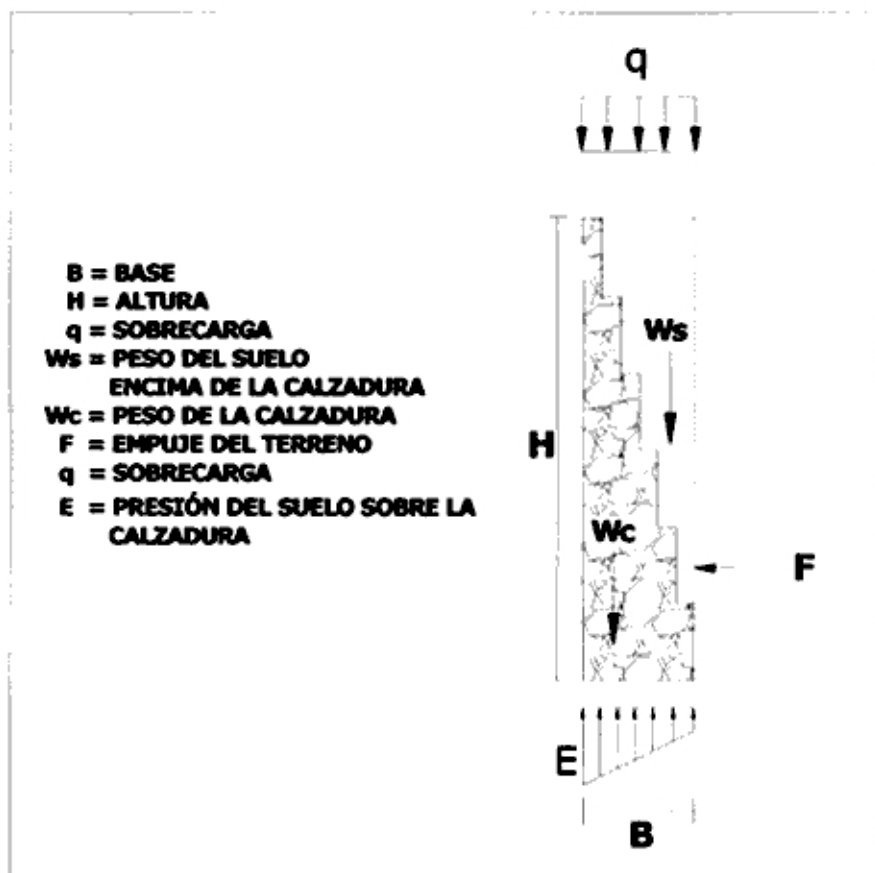


Figura 1.3 Diagrama de cuerpo libre de la calzada

ii) Pantalla de Contención

Estructura que se realiza dentro del lindero del terreno por excavar tal como se aprecia en la fig. 1.4, este procedimiento es usual en Norteamérica, Europa y en algunos países latinoamericanos. En Colombia en la ciudad de Bogotá, hubo una falla en la concepción de la pantalla de contención; este caso fue reportado en la revista del Ingeniero Civil en los números 92 y 96, donde se explica que la pantalla de contención no está diseñada para transmitir cargas verticales a estratos con mayor capacidad portante únicamente depende de la rigidez lateral de la pantalla. (7)

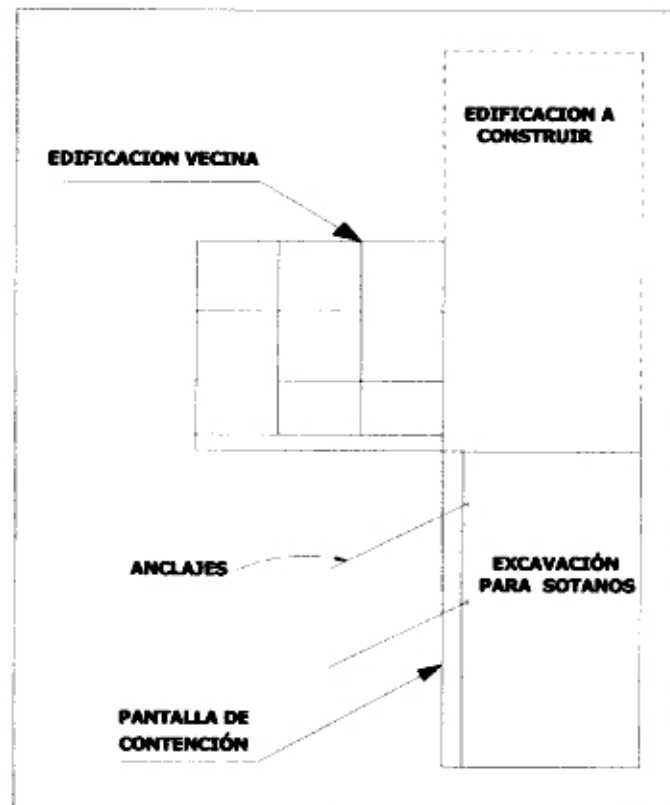


Figura 1.4 Pantalla de contención

1.2 Aplicaciones

Las aplicaciones que le dan a las calzaduras son varias entre las cuales se tiene:

- Se aplica para sostener la cimentación vecina colindante con el terreno, durante la excavación para sótanos, estacionamientos y almacenes subterráneos.
- Para consolidar la cimentación de una estructura existente, tal es el caso de una estructura que ha sufrido asentamientos; este caso es frecuente en edificaciones de valor arquitectónico o histórico por estar cimentada en suelos que se consolidaron con el tiempo.
- Para darle mayor capacidad portante a la cimentación existente podría requerirse buscar un estrato de suelo más resistente a mayor profundidad.

- Para protección de la propiedad vecina (edificaciones o taludes) cuando se va a realizar excavaciones cercanas, aunque en este contexto las calzaduras tienen carácter temporal.

1.3 Ventajas y Desventajas

i) Ventajas

- La calzadura en alturas menores de 6 metros, es económica y rápida en su proceso constructivo de acuerdo a experiencias anteriores. La calzadura es económica en comparación de otros elementos estructurales de sostenimiento y estabilidad de taludes.
- Eficiente sistema de sostenimiento, en el caso edificaciones de valor histórico, arquitectónico, también para su mantenimiento o reparación.
- Sostenimiento rápido de prevención, contra el desplome o derrumbe de un talud adyacente al terreno.
- La calzadura asegura la capacidad portante a la cimentación por calzar, llevándola a un estrato más resistente.
- La calzadura facilita en varios casos la construcción de un sótano, ya sea como garaje o almacén, en viviendas comunes.
- El procedimiento constructivo de las calzaduras es muy fácil de ejecutar y una adecuada programación puede hacer aún más rápido el proceso, debido a que el encofrado es sencillo.

ii) Desventajas

- En muchos casos con presencia de agua, ya sea por filtraciones o nivel freático la calzadura es vulnerable, debido que se generan empujes considerables, los cuales inclusive pueden hacer fallar la calzadura aún con apuntalamiento.

- Las calzaduras, son muros de contención en voladizo y como tales, presentan en la parte superior desplazamientos laterales (giro).
- Dificultad de vaciado del concreto ciclópeo en los paños, debido que el concreto ciclópeo no es muy fluido de acuerdo a las recomendaciones.
- La calzada no es aplicable a cualquier tipo de suelo, usualmente tiene un mejor desempeño en suelo tipo conglomerado, que es el suelo más común en Lima Metropolitana.
- La calzada genera una invasión del terreno vecino, dejando elementos estructurales en terreno colindante y perjudicando al propietario vecino.
- La calzada no está diseñada para soportar grandes esfuerzos por flexión, por no tener refuerzo de acero.
- La altura a calzar está directamente relacionada con la base, se recomienda que la base de la calzada sea de longitud moderada (aproximadamente 2 - 2.5m) y evitar que el vaciado del concreto sea complicado y por ende el proceso constructivo.

CAPÍTULO 2: VIABILIDAD DE LAS CALZADURAS

La viabilidad en las calzaduras depende de muchos factores, entre los más importantes tenemos el tipo de suelo. La calzada tiene un comportamiento ideal en un suelo tipo conglomerado, en caso de tener un suelo diferente sería muy riesgoso poder diseñar y construir la calzada.

En el caso de tener un suelo tipo conglomerado con presencia de humedad (sea por filtraciones o por un mal drenaje de las viviendas vecinas) la capacidad portante del suelo se ve disminuida y la calzada puede fallar aún estando apuntalada, debido al incremento del empuje que se genera por la presencia de agua.

El factor económico es un factor predominante en toda obra de construcción, se debe realizar un estudio del costo al construir una calzada y compararlo con otro sistema estructural equivalente, dependiendo de estos estudios se elige el sistema más adecuado.

2.1 Características de los suelos de cimentación

Las características de los suelos limeños esencialmente corresponden a material granular grueso, (considerados apropiados en este estudio) son suelos sedimentarios de aspecto uniforme que pueden definirse como un conglomerado de cantos rodados, gravas, arenas y limos íntimamente mezclados.

Los agregados que forman este conglomerado son en su totalidad ígneos y pertenecen al gran cono de deyección del río Rimac y del río Chillón formado por el material que acarrearón estos ríos. La potencia o el espesor de este conglomerado fluvio - aluvial sobrepasa los 400 metros de profundidad en la parte central, los componentes del conglomerado compacto pueden ser considerados como elementos absolutamente rígidos depositados en estratos potentes. El análisis de numerosos sondeos de exploración y muestras obtenidas exhiben una litología generalizada concordante con la hipótesis expuesta salvo algunas excepciones muy localizadas.

A partir de la información obtenida de tesis anteriores(15) y de artículos técnicos relativos a diferentes distritos de Lima Metropolitana, de consultores externos y de investigación de campo realizada por parte del Laboratorio Geotécnico del CISMID(Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigaciones de Desastres), se puede indicar que gran parte del área en estudio está conformada por una grava aluvial, la cual está compuesta por una grava gruesa de matriz predominantemente arenosa, medianamente compacta a compacta y con presencia de boleos y cantos rodados, estos materiales proceden en su mayor parte del delta del río Rímac, excepto en los distritos de Ventanilla, Carabayllo, Comas, Los Olivos y la zona norte de los distritos del Callao y San Martín de Porres, que provienen del río Chillón.(14)

Existen algunas zonas que están ubicadas dentro del área de conglomerado superficial, como ciertos sectores de los distritos de Surquillo, Rímac, San Juan de Lurigancho, Centro de Lima (orillas del río Rímac, Av. Alfonso Ugarte, entre otros.), San Juan de Miraflores, la zona de los acantilados en los distritos de La Perla, San Miguel, Magdalena del Mar, San Isidro, Miraflores, que no cumplen con esta generalidad, estos están conformados por rellenos de desmontes y desechos que en algunos casos tienen profundidades entre 2 a 20 m. Estos rellenos fueron originados por antiguos movimientos de tierra, realizados para extracción de materiales de construcción y posterior colocación de rellenos sanitarios en otras, por lo cual a pesar de su limitada extensión presentan serios problemas en las estructuras cimentadas sobre ellos.

En base a estas consideraciones se han efectuado algunos estudios y ensayos de resistencia al esfuerzo cortante, sobre muestras reconstruidas é inalteradas, estas últimas como bloques tallados "in situ" ubicados a diferentes profundidades y ensayadas a corte directo, encontrándose en general que el ángulo de fricción interna fluctúa entre 27° y 42° para una cohesión variable entre 0.43kg/cm² y 0.8kg/cm², con relaciones al esfuerzo de corte, desplazamiento horizontal y carga axial- asentamiento(5).

El perfil estratigráfico por punto investigado debe incluir la información del suelo, se sugiere incluir los símbolos gráficos indicados en la fig. 2.1.

DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCS	GRÁFICO	
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA BIEN GRADUADA
		GP		GRAVA MAL GRADUADA
		GM		GRAVA LIMOSA
		GC		GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA BIEN GRADUADA
		SP		ARENA MAL GRADUADA
		SM		ARENA LIMOSA
		SC		ARENA ARCILLOSA
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
		CL		ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH		ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS

Figura 2.1 Simbología de los tipos de suelo

Fuente: Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones

2.2 Problemas en excavaciones profundas

Los problemas de excavación son muy comunes debido a la poca información del tipo de suelo por excavar, por tal motivo debemos hacer un estudio de suelo y así evitar problemas en la excavación.

Se debe buscar información del lugar a excavar, por ejemplo, mapas, informes del desarrollo actual o histórico, información de las autoridades locales, registro geológico, detalle de las redes eléctricas, alcantarillado; se deben examinar las condiciones locales como corrientes de agua, estado legal de las propiedades adyacentes, fotografías. Usualmente este reconocimiento se hace cuando se va a desarrollar una excavación de gran magnitud, entonces se debe realizar un estudio de suelo con ensayos detallados por el proyecto.

En cualquier terreno siempre existe el empuje del suelo, como consecuencia de la excavación se origina una alteración de la cohesión del lado excavado, por lo que se genera deformación del terreno debajo del nivel de cimentación a calzar. Si se suman las diferentes deformaciones y se superponen resultados se encuentran las curvas medias que indican la deformación de manera importante.

Las excavaciones profundas en el conglomerado de Lima sin presencia de humedad, generan deformaciones las cuales son mínimas, éstas se producen cuando se altera la cohesión del suelo debido a la excavación. Para profundidades mayores las deformaciones van aumentando llegando a conformarse como grietas con lo cual se necesitará de un apuntalamiento adecuado para evitar problemas en la construcción.

Estas deformaciones también son producto de la negligencia o poca pericia de operador de la máquina excavadora, la inadecuada programación del proceso de excavación, eventos sísmicos ocurridos durante las diferentes etapas de construcción, entre otros factores.

Por otro lado, hay que tener en cuenta que antes de la excavación en todas las secciones verticales existía el empuje en reposo del terreno y por tanto como consecuencia del retiro sustancial de suelo en la excavación se origina un

esfuerzo del lado de la excavación, lo que produce una deformación horizontal del terreno por debajo del nivel de cimentación, se suman las diferentes deformaciones y se superponen resultados generando las curvas medias.(5)
(ver anexo 1)

La profundidad de las deformaciones a partir del nivel superior del terreno hacia abajo esta dada por:

$$\text{Profundidad de grieta} = \left(\frac{2C}{Y} \right) \sqrt{Kp}$$

$$Kp = \frac{1 + \text{sen}\varnothing}{1 - \text{sen}\varnothing}$$

C = Cohesión

\varnothing = Angulo de fricción interna

Y = Peso unitario del suelo

Kp = Coeficiente de empuje pasivo.

Para C = 0.5tn/m²; \varnothing = 37° ; Y = 2 tn/m³

Profundidad de la grieta = 1m.

Las excavaciones muy profundas generan grandes esfuerzos que son expresadas por deformaciones como se aprecia en la fig. 2.2, en estos casos es mejor tener un entibamiento y apuntalamiento adecuado (17).

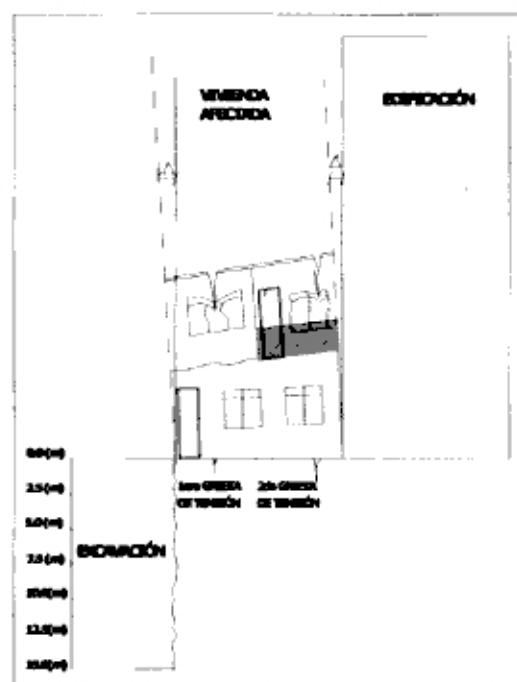


Figura 2.2 Deformaciones generadas por la excavación

2.3 Derecho de propiedad y respeto a las propiedades vecinas

Durante mucho tiempo no hubieron problemas con los límites de propiedad pero conforme comenzó a crecer la ciudad se comenzó a aprovechar mejor su espacio y servicios, construyéndose edificios los cuales albergan a un número mayor de familias en un área menor, muchos de estos casos ocurrieron en distritos como Cercado de Lima, el Rimac y zonas aledañas al Centro Histórico. Estas edificaciones mayormente limitaban con viviendas de 1 a 2 pisos, el inconveniente era la invasión del terreno vecino; cuando se sostiene la cimentación vecina, la calzada invade el terreno ajeno, este proceso se viene realizando actualmente sin autorización y/o conciliación con el propietario del inmueble vecino. En caso de accidente o desplome de la propiedad vecina todas las personas se desligan de responsabilidades donde el ingeniero residente, ingeniero estructural y la municipalidad son los posibles culpables, en muchos casos el más perjudicado es el propietario del inmueble vecino, la falta de conocimiento de las normas del Código Civil permite que se siga invadiendo el terreno vecino sin ninguna indemnización.

El predio queda identificado por los linderos del terreno, que marcan la extensión superficial dentro del cual el dueño podrá edificar, con las limitaciones que den las normas del Código Civil, Zonificación Urbana y Reglamentos de Construcción. Los propietarios asumen que tienen absoluto dominio de su terreno y puedan edificar sin importar las propiedades vecinas. Sin embargo, esto no es así, y lo expresa muy claramente el código civil en sus artículos pertinentes (941, 942, 943, 944, 954, 955, 956, 957, 961, 962) que regulan las relaciones entre propiedades vecinas.

Durante la excavación de los cimientos para viviendas o edificios se altera el confinamiento del terreno, el retiro del suelo excavado altera la cohesión del suelo generando grietas que podrían afectar la propiedad colindante.

La invasión del terreno vecino es muy común en nuestros días, la calzada en muchos casos invade el terreno vecino, en consecuencia la propiedad vecina queda afectada por la disminución de su extensión, pero el propietario afectado

estaría en el derecho de exigir una indemnización por su ocupación o la demolición de la obra ejecutada en su propiedad.

En este caso podemos apreciar que la calzada invade el terreno vecino como se aprecia en la fig. 2.3, esta práctica es muy común hoy en día.

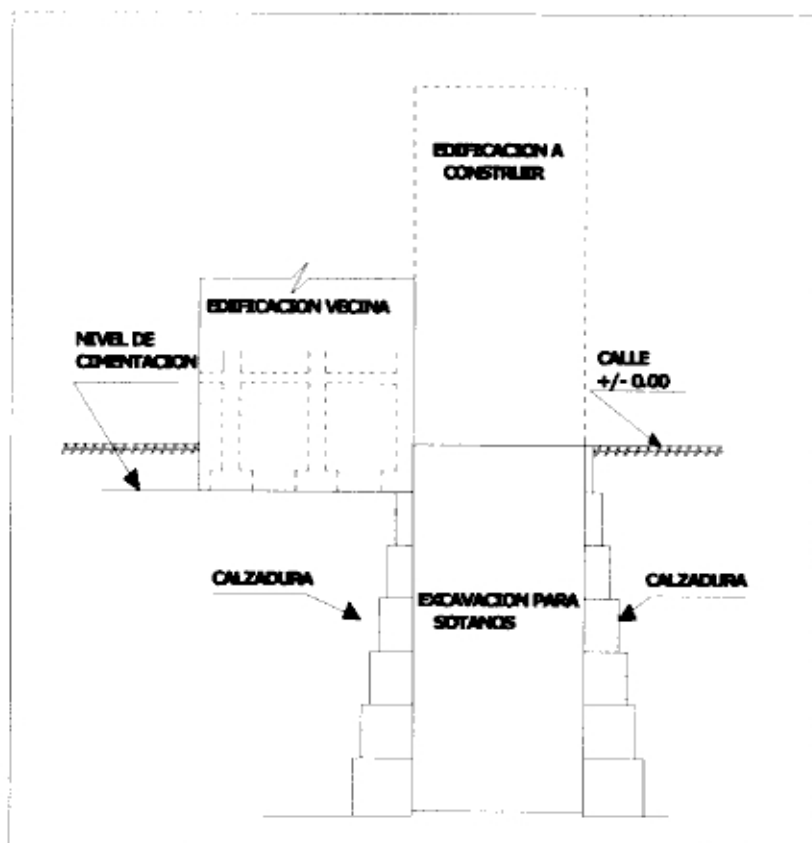


Figura 2.3 Invasión de calzada en terreno vecino.

Las normas del Código Civil en este tema, invasión y límites del terreno, están dadas para la construcción de viviendas y edificaciones (ver anexo 2)

En las edificaciones de hoy en día la invasión del subsuelo vecino es común. Debido a la falta de información del derecho de propiedad y el respeto por la propiedad vecina, la mayoría de propietarios son perjudicados en la disminución de su terreno por no conocer sus derechos, el código civil en sus normas explica el dominio de la propiedad inmueble, esta tesis explica en forma sucinta y concisa los derechos del propietario, también se incluye algunas soluciones para evitar la invasión del terreno vecino, tales como:

i) La solución que se da es la construcción de la calzada en el propio terreno como se aprecia en la fig. 2.4, este proceso constructivo disminuye considerablemente la invasión de terreno vecino. En este caso podemos apreciar que la calzada está dentro del terreno disminuyendo el área útil del sótano.

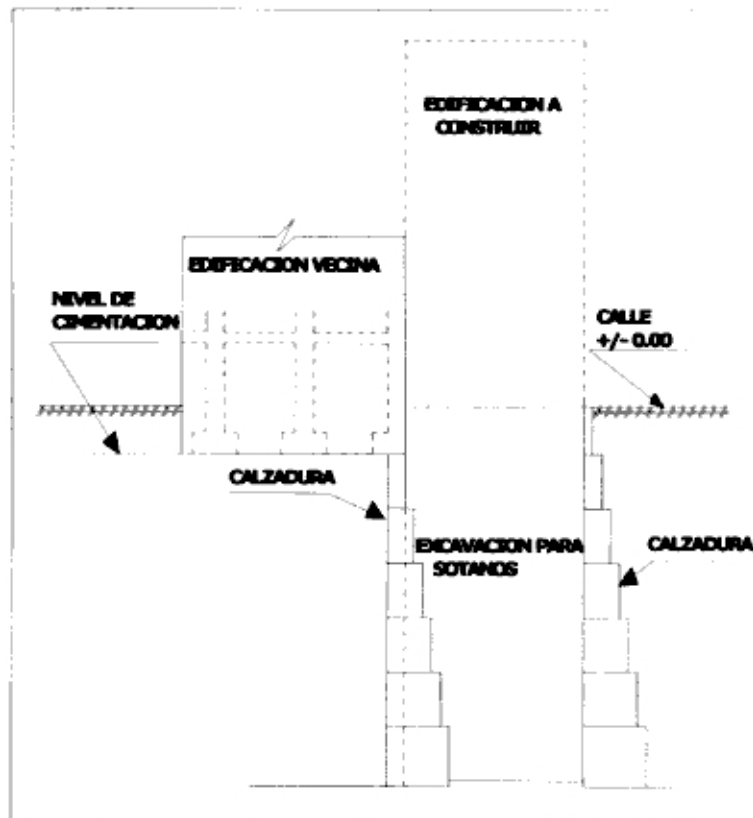


Figura 2.4 Construcción de calzada en nuestro terreno

ii) Conciliar con el propietario vecino ó indemnizarlo por la ocupación de su terreno.

iii) Utilizar otra estructura de sostenimiento como, el muro pantalla, este muro hace que no se invada en demasía la propiedad vecina sosteniéndose por medio de sus anclajes como se aprecia en la fig. 2.5, la invasión por parte de este sistema estructural es debido a sus anclajes que están dentro del terreno vecino, el peligro es grande debido que en muchos casos estos anclajes se dejan tensionados y cualquier intento por edificar en la propiedad vecina destruyendo estos anclajes podría cobrar vidas humanas, es por este motivo que se recomienda de una vez terminado el muro pantalla dejar sin tensión los anclajes.

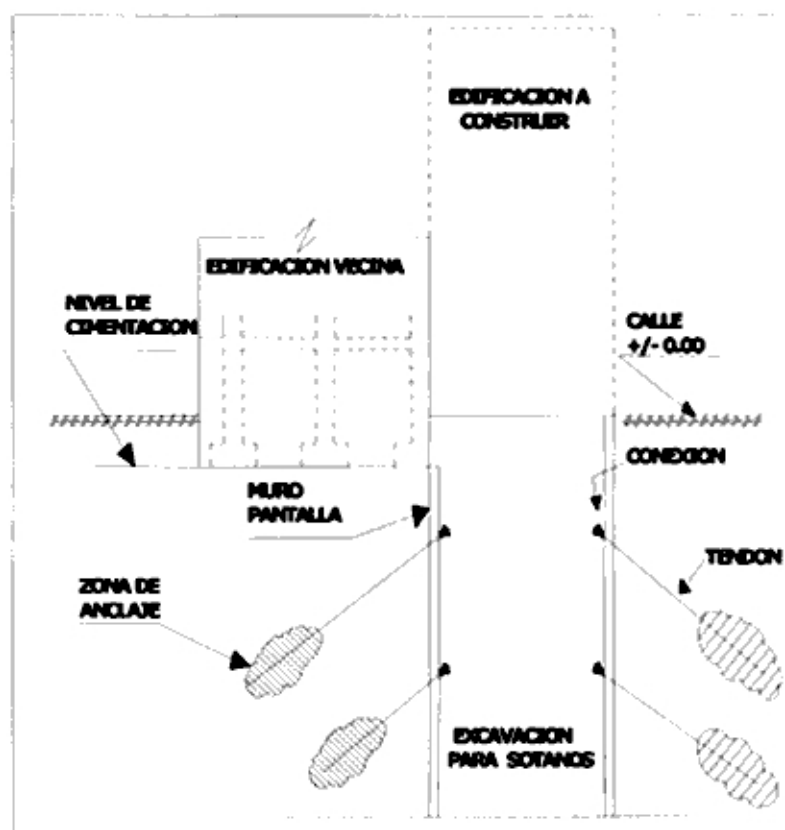


Figura 2.5 Muro pantalla, disminuye la invasión del terreno vecino.

En el tema de la construcción de calzaduras existen muchos vacíos en la parte legal.

Código Civil 1984

CAPITULO TERCERO **Propiedad predial**

SUB-CAPITULO I

Disposiciones generales

Artículo 954

La propiedad del predio se extiende al subsuelo y al sobresuelo, comprendidos dentro de los planos verticales del perímetro superficial y hasta donde sea útil al propietario el ejercicio de su derecho.

La propiedad del subsuelo no comprende los recursos naturales, los yacimientos y restos arqueológicos, ni otros bienes regidos por leyes especiales.

Haciendo referencia del artículo 954, en el caso de Lima está comprobado que casi toda la ciudad tiene material de relleno y en el centro de la ciudad existe un conglomerado de potencia de aproximadamente 400 metros, así que no se tendrá problema con respecto al tema de explotación de minerales.

Existe un vacío legal en las municipalidades, aprobar un proyecto con todos los planos correspondientes, más no es obligatorio presentar un plano de calzaduras, ¿Cómo realizar una obra bien hecha si no empezamos desde los cimientos?. El plano de la calzada debe ser realizado por un especialista describiendo y analizando las viviendas colindantes con nuestro terreno, luego de hacer todo este análisis, se recomienda que debe ser obligatorio presentar el plano de calzaduras a la municipalidad, y así evitar los accidentes generados en estos últimos años.

2.4 Aspecto económico en la construcción de Calzaduras

El aspecto económico es un factor muy importante en la construcción de obras, ya sea en edificaciones, vías de comunicación como carreteras, puentes, etc. En el caso del diseño y construcción de calzaduras se toma en cuenta el tiempo de ejecución, el tiempo es un condicionante principal para toda obra.

El costo de toda obra depende de las dificultades que se presenten, estos factores son el tipo de obra a realizar, tipo de suelo, clima, etc. Es por este motivo que la elección de la estructura a construir debe ser la más viable, las calzaduras tienen ventajas frente a otros sistemas estructurales, pero no se debe generalizar para cualquier tipo de sostenimiento, debido a que la calzada está limitada por el tipo de suelo y la altura, estos factores predominantes limitan la elección de la calzada.

En la construcción de calzaduras, es necesario tener en cuenta el tipo de suelo, debido que se generan empujes de diferentes magnitudes. La calzada es una estructura similar a un muro de gravedad, esta estructura tiene un buen comportamiento en un suelo conglomerado compacto, como el suelo de Lima, en el caso de construir la calzada en otro tipo de suelo sería peligroso, debido

que no soporta un gran empuje horizontal, su función es soportar las cargas verticales y la poca carga horizontal es tomada por su peso.

En caso de no construir en suelos conglomerados es mejor elegir otra estructura de sostenimiento como puede ser el muro pantalla, esta estructura puede trabajar en cualquier tipo de suelo inclusive con presencia de agua.

En la construcción de calzaduras se debe realizar una adecuada programación traslapando procesos para aminorar el plazo de ejecución, la construcción de la primera fila debe alternarse con la primera fila paralela como se aprecia en la fig.2.6, para dar el tiempo de fraguado al concreto ciclópeo, también para que adquiera mayor resistencia y poder seguir con la secuencia de excavación.

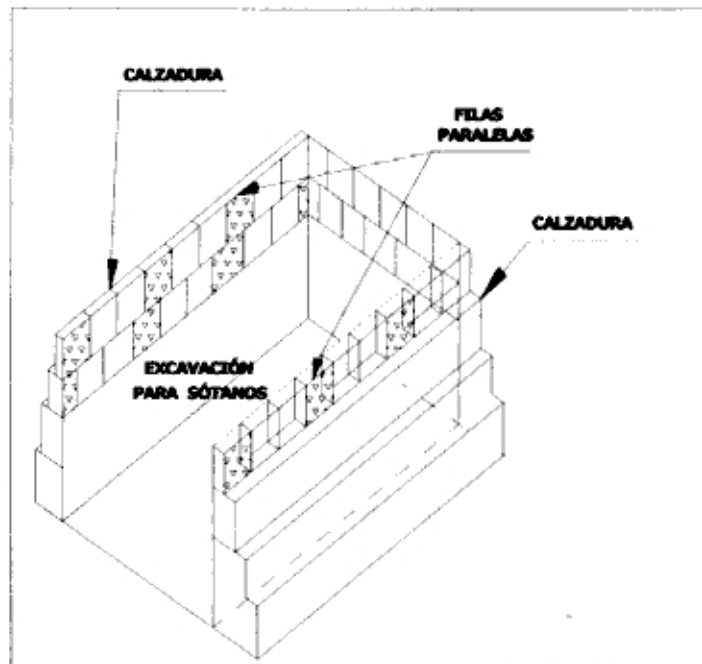


Figura 2.6 Construcción de calzaduras en filas paralelas

Supongamos que cada lado que colinda con el terreno está dado por L1, L2, L3, estos lados serán calzados considerando un tiempo T1, T2, T3, como se aprecia en la fig. 2.7

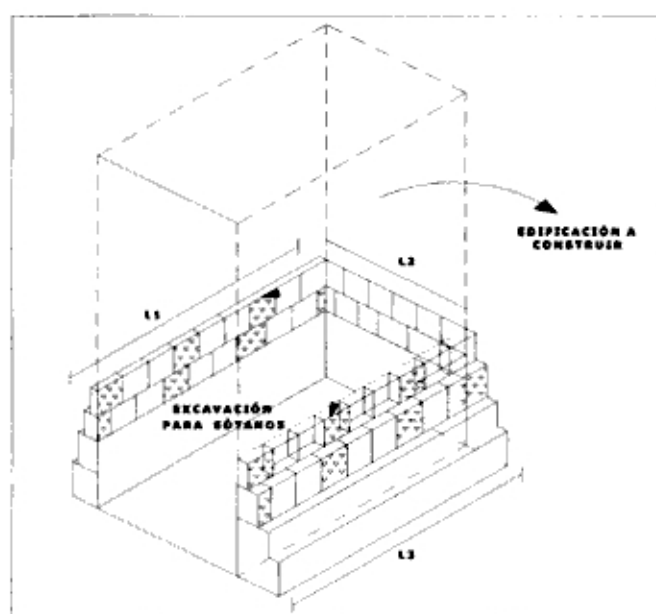


Figura 2.7 Proyección de edificación a construir

Si la construcción de la calzada se realiza de forma independiente, el lado L1 se realizará en un tiempo T1, L2 en T2 y L3 en T3, entonces el tiempo total en la construcción de la calzada ser $T_t = T_1 + T_2 + T_3$

Los lados consecutivos L1, L2 ó L2, L3, no se pueden calzar paralelamente por tener una línea en común donde coinciden dos tipos de cimentaciones diferentes o iguales. Durante el proceso constructivo se genera mucho esfuerzo en el suelo debido a la excavación, esta zona sería muy vulnerable a un desplome, por tal motivo es que se evita calzar los lados consecutivos.

Es usual que el terreno sea rectangular, en este caso se recomienda que se construyan las calzaduras de los lados laterales en forma paralela o haciendo el traslape necesario para poder construir la calzada del tramo 2, L2, una vez terminada las calzaduras de L1 y L3, en el caso de no tener un terreno rectangular se deberá hacer una adecuada programación.

En una buena programación cualquier tipo de traslape de procesos constructivos da un mejor resultado, pero siempre se busca el mayor traslape por ende menor tiempo y un ahorro de recursos.

CAPITULO 3: DISEÑO DE CALZADURAS

La calzada es un elemento estructural que no tiene refuerzo de acero, prácticamente es un muro de gravedad de concreto ciclópeo que va aumentando su espesor en forma escalonada dependiendo la altura a calzar.

Este sistema estructural depende directamente del suelo de fundación y la presión del suelo sobre la calzada se aprecia en la fig. 3.1, la calzada tiene un buen comportamiento en un suelo tipo conglomerado, caso contrario sería peligroso su proceso constructivo, en esos casos es mejor utilizar otro sistema estructural.

Para diseñar la calzada se debe considerar como principales parámetros, el ángulo de fricción interna, la cohesión, el peso específico del concreto ciclópeo, el peso específico del suelo, la sobrecarga, etc. El diseño de una calzada es similar que diseñar muro de contención, se toma en cuenta los factores de seguridad, deslizamiento, volteo y capacidad de carga.

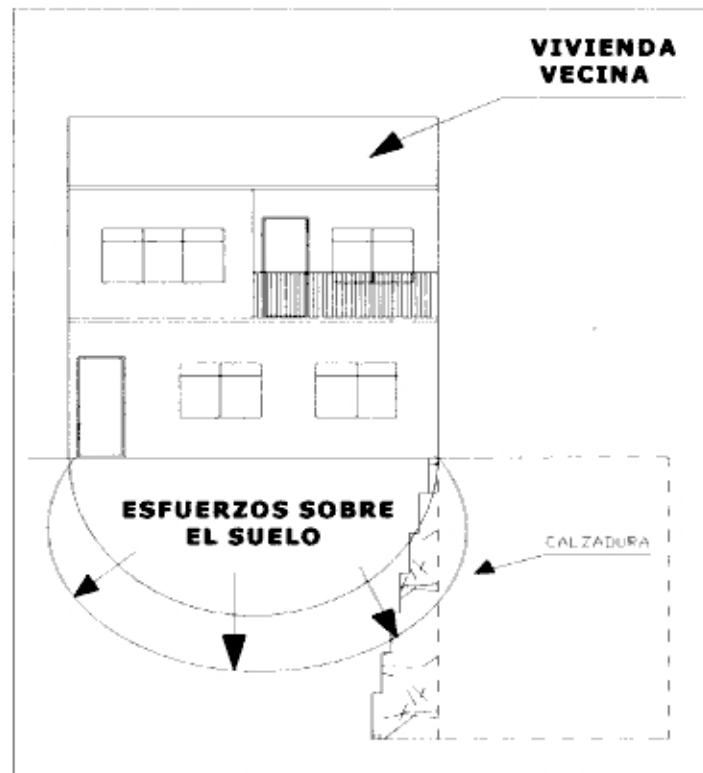


Figura 3.1 Esfuerzo y presión del suelo en la calzada

3.1 Alcances de la Norma Técnica en el diseño de calzaduras

La Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones proporciona una serie de recomendaciones en el diseño de obras de sostenimiento como la calzada, estas recomendaciones conjuntamente con un estudio de mecánica de suelos brindan los parámetros de diseño. A continuación se analizan los alcances de la norma respecto a la estructura de sostenimiento así como el diseño y construcción.

- i) Especificaciones de la N.T.P en el acápite 6.5.2 Estructura de sostenimiento, menciona lo siguiente:

"Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las excavaciones efectuadas. Tienen por función prevenir las fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existentes en él, hasta que entre en funcionamiento las obras de sostenimiento definitivas. Las calzaduras están constituidas por paños de concreto que se construyen alternada y progresivamente. **El ancho de las calzaduras debe ser inicialmente igual al ancho del cimiento por calzar y deberá irse incrementando con la profundidad.** Las calzaduras deben ser diseñadas para las cargas verticales de la estructura que soportan y para poder tomar las cargas horizontales que le induce el suelo y eventualmente los sismos"

La norma indica que el ancho inicial de la calzada de ser igual al cimiento a calzar, esta recomendación se da sólo en cimentaciones corridas. Si tenemos que la cimentación vecina es una platea de cimentación o si se tiene que calzar la zona de tránsito peatonal (vereda) ¿cuál sería el ancho inicial a calzar?, el caso más complicado es una cimentación de pórticos con zapatas aisladas, ¿cómo calzar este tipo de cimentación?, en estos 3 casos la norma E-050 Suelos y Cimentaciones no tiene alguna especificación técnica.

En estos casos, tanto en la platea de cimentación, la zona de tránsito peatonal(vereda) y el sistema de pórticos con zapatas aisladas, el ancho inicial a calzar debe ser dado por el profesional responsable, las dimensiones de la calzada se estudiarán en el subcapítulo 3.3 ,se debe tener toda la información para diseñar la calzada correctamente.

En la fig. 3.2 se observa que se está calzando un cimiento corrido; el ancho inicial a calzar debe ser inicialmente igual al ancho del cimiento por calzar, así lo indica la norma técnica E-050 Suelo y Cimentaciones.

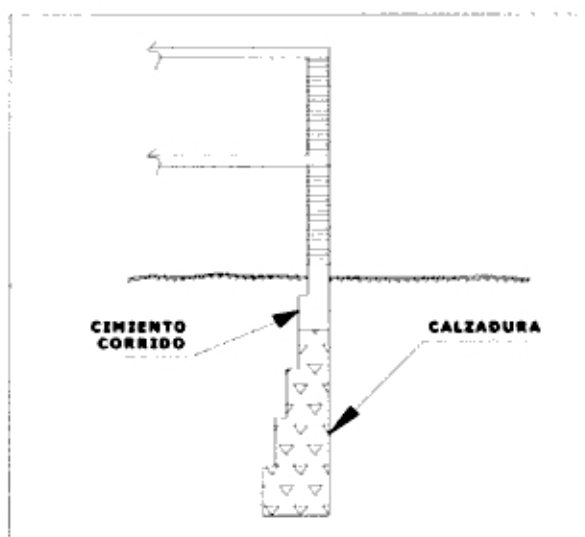


Figura 3.2 Calzada en un cimiento corrido

Al calzar la zona de tránsito peatonal (vereda) ver fig. 3.3, la norma no especifica el ancho inicial.

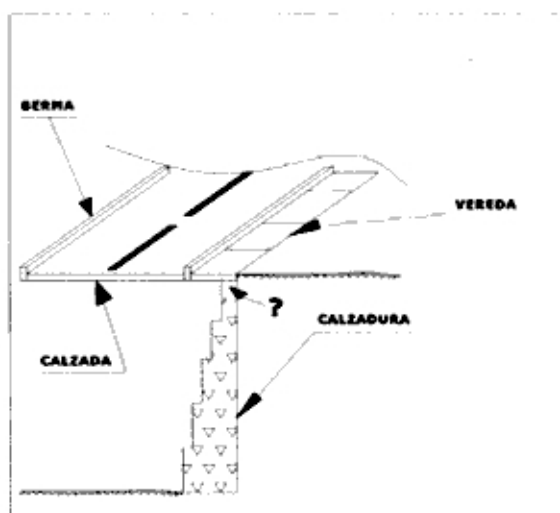


Figura 3.3 Calzada en zona de tránsito peatonal

En el caso de diferentes tipos de cimentaciones a calzar, como se ilustra en las fig. 3.4 ,3.5, la norma no indica un ancho inicial, este estudio explicará el diseño de la calzada incluyendo el dimensionamiento.



Figura 3.4 Calzada en una losa de cimentación

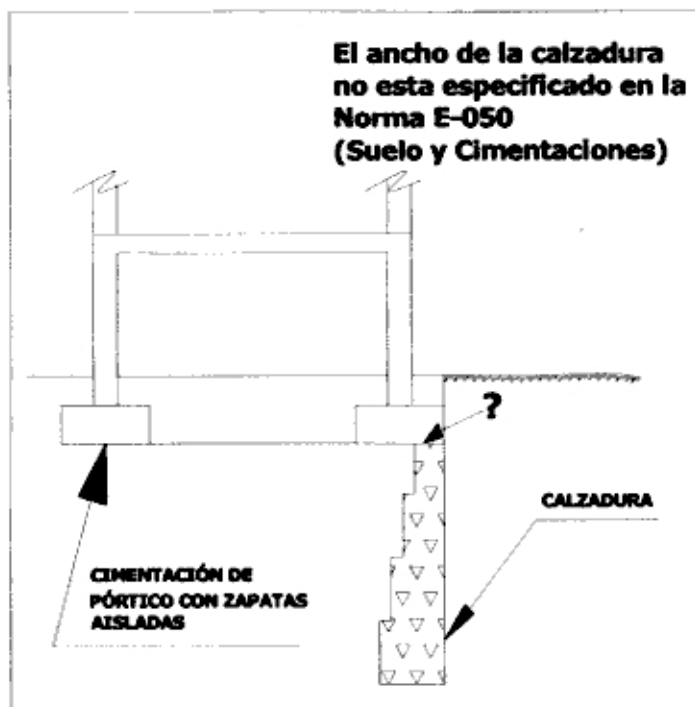


Figura 3.5 Calzada en un sistema de pórticos con zapatas aisladas

Este ancho inicial a calzar debe ser analizado con mucho cuidado, si el ancho no es el adecuado el pórtico puede colapsar y generar daños en la propiedad vecina.

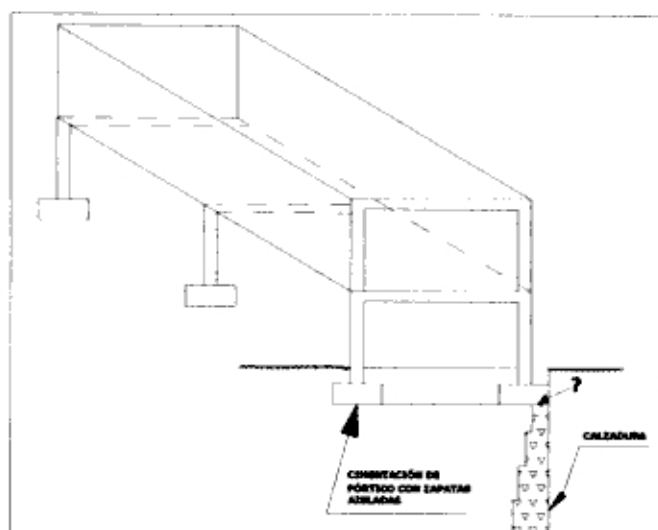


Figura 3.6 Esquema de calzadura en un sistema de pórticos

ii) Especificaciones de la N.T.P en el acápite 6.5.4 Consideraciones para el diseño y construcción de obras de sostenimiento, menciona lo siguiente :

En el proyecto de las estructuras de sostenimiento el Contratista de la Obras deberá considerar los siguientes aspectos como mínimo:

- Los empujes del suelo.
- Las cargas de las edificaciones vecinas.
- Las variaciones en la carga hidrostática(saturación, humedecimiento y seco).
- Las sobrecargas dinámicas (sismos y vibraciones causadas artificialmente).
- La ejecución de accesos para la construcción.
- La posibilidad de realizar anclajes en los terrenos adyacentes(de ser aplicable).
- La excavación, socavación o erosión delante de estructuras de sostenimiento.
- La perturbación del terreno debido a las operaciones de hinca o de sondeos.
- La disposición de los apoyos o puntales temporales (de ser requeridos).
- La posibilidad de excavación entre puntales.
- La capacidad del muro para soportar carga vertical.
- El acceso para el mantenimiento del propio muro y cualquier medida de drenaje.

Los empujes son generados por el suelo sobre la obra de sostenimiento y varían dependiendo del tipo de suelo.

Las cargas de las edificaciones colindantes serán halladas por un metrado de cargas, teniendo en cuenta las normas técnicas E-020 Cargas y E-030 Diseño Sismo resistente.

Las fuerzas de sismo y vibración, deben ser tomadas en cuenta por el profesional que diseña la estructura de sostenimiento, en muchos casos estas fuerzas no son tomadas en cuenta, por ser poco frecuentes.

En el sistema de calzaduras la erosión o socavación es nula, el medio de cimentación es un terreno seco o con poca humedad y la fuerza del viento no afecta en demasía.

Las calzaduras, son muros de contención en voladizo y como tales, tienen desplazamientos laterales en la parte superior, se recomienda que se apunte la zona de coronación de la calzada para evitar estos daños.

El caso de excavación entre puntales debe ser controlada, este proceso puede desestabilizar los apoyos y nuestra estructura puede colapsar.

La capacidad de carga vertical de la calzada esta dada por el profesional que realiza el diseño de la estructura.

3.2 Parámetros de Diseño

Para elegir el tipo adecuado de cimentación es necesario determinar las características básicas del suelo, en un suelo conglomerado, los parámetros requeridos no son fáciles de obtener como en los suelos finos, no se dispone de equipos adecuados de campo y laboratorio. La falta de experiencia en el medio permite que la información brindada sea referencial y/o asumida de otra experiencia.

La información adecuada para el diseño de una cimentación es aquella que permita diseñar la estructura sin problemas y garantizar su estabilidad durante su vida útil, la información del suelo debe apoyarse en estudios básicos con pruebas de campo y laboratorio.

Los parámetros que definen el comportamiento del suelo están dados por:

γ_s = Peso unitario del suelo

C = Cohesión

ϕ = Angulo de fricción interna.

Q_{adm} = Capacidad carga admisible del suelo

Los parámetros que definen el comportamiento de la calzada son:

γ_c = Peso unitario de concreto ciclópeo

γ_s = Peso unitario del suelo

ϕ = Angulo de fricción interna

K_a = Coeficiente del empuje activo

S/C = Sobre carga

En un ensayo de corte directo "in situ" en un suelo tipo conglomerado se puede hallar todas las propiedades tales como el peso unitario, la cohesión, el ángulo de fricción, etc.

Los estudios realizados en un suelo conglomerado generan parámetros que varían dependiendo del lugar donde se realiza el ensayo tal como se observa en la tabla 3.1, por tal motivo, no deben ser generalizados.

UBICACIÓN	PARÁMETROS			FUENTE
	C (Kg./cm ²)	Φ (Grad.)	γ (Tn/m ³)	
HOSPITAL DEL EMPLEADO (Av. Arenales con Av. Domingo Cueto)	0.475	25	2.2	Ing. Humala (1982)
BANCO DE VIVIENDA (Av. Emancipación-Av. Canadá)	0.425	40		
TERRENO DE LA BENEFICIENCIA PÚBLICA (Av. Abancay cdra. 14)	0.6	37		
CAMPUS DE UNMS	0.15	34	2.3	Ing. Shuan Intercambio Vial Av. Universitaria - Av. Venezuela (1997)
COSTA VERDE (Miraflores)	0.55	40	2.1	Ing. Cañan (2001)

Tabla 3.1 Estudios realizados en el conglomerado de Lima

Fuente: Seminario "Diseño y construcción de calzaduras", Dr. Alva Hurtado.

Arnaldo Carrillo Gil en 1982, realizó estudios en el conglomerado de Lima, el ensayo realizado fue el Corte directo in situ.(ver anexo 3)

El ensayo de corte directo "in situ" se debe realizar en toda obra donde el suelo de fundación sea conglomerado, diferentes contratistas toman como referencia parámetros de ensayos anteriores.

Peso unitario del Conglomerado (2.0 - 2.4) tn/m³

Peso unitario concreto ciclópeo esta en el rango de (1.5-1.8 tn/m³)

Las dimensiones de la calzada se hallan en el diseño, este diseño esta dado por un equilibrio de fuerzas y momentos que generan estabilidad en la estructura haciendo cumplir los factores de seguridad.

3.3 Descripción

El diseño de la calzada es muy similar al diseño de un muro de contención, su sistema de estabilidad está basado en el peso de la estructura que soporta las fuerzas verticales y horizontales que se presentan en este sistema de

sostenimiento, el diseño se realiza con un equilibrio de fuerzas y momentos, las fuerzas que actúan sobre la estructura son: empuje del suelo, vibraciones, sismo, sobrecarga, etc.

En casi todos los casos teóricos y prácticos estudiados se encontró que la pared lateral de la excavación sufre un desplazamiento paralelo mayor en la parte superior y menor en su base. Estos desplazamientos dependen de factores tales como rigidez del muro, dimensiones, propiedades del suelo y el tipo de apuntalamiento.

Para la determinación de los empujes de tierra se utilizan 2 teorías muy difundidas, la teoría de Rankine y la de Coulomb, para el diseño de la calzada se utilizará la teoría de Rankine.

La teoría de Rankine da una forma cómoda de análisis que genera cálculos simples, asumiendo una distribución de presión del suelo similar a la real tal como se aprecia en la fig. 3.7. Esta teoría se basa en el concepto de una pared vertical lisa, no se toma en cuenta la inclinación de la pared en el desarrollo de la fricción entre la pared y el suelo, sin embargo, esas limitaciones se tienen por el lado de la seguridad y por ello los valores calculados son más conservadores.

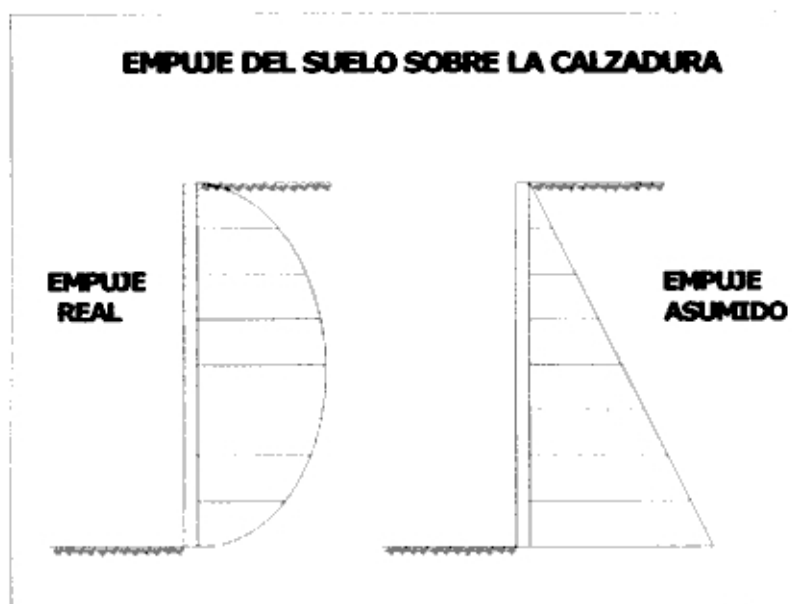


Figura 3.7 Empuje del suelo

Las principales fuerzas que actúan sobre una calzada se aprecian en la fig. 3.8

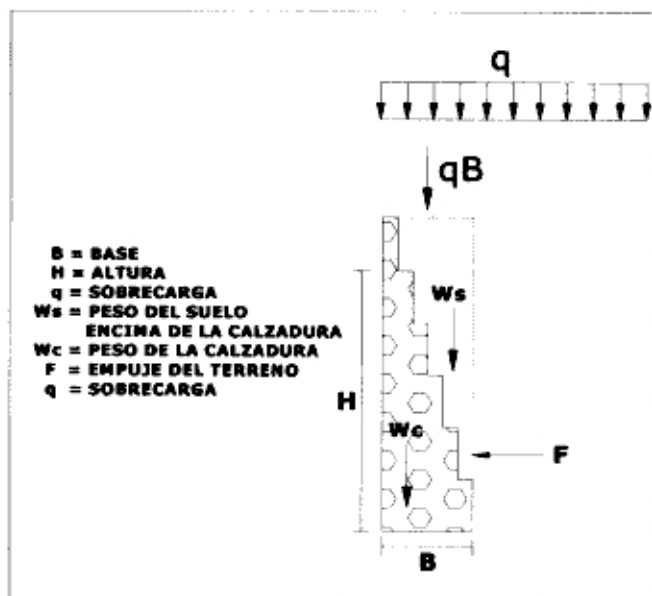


Figura 3.8 Fuerzas actuantes sobre la calzada

Dentro la teoría de Rankine se estudia tres tipos de estado, reposo, activo y pasivo, como se muestran en la fig. 3.9.

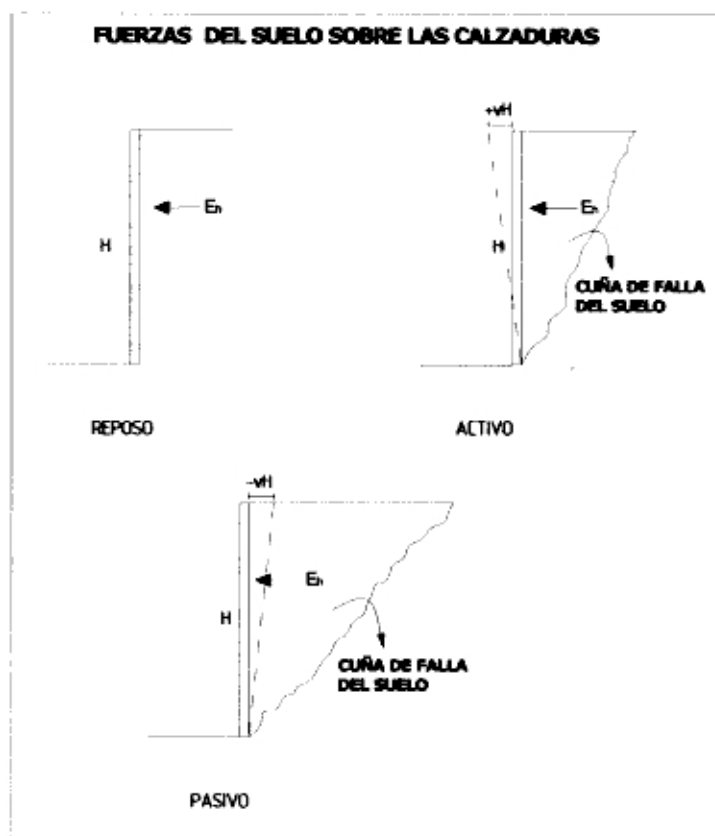


Figura 3.9 Tipos de esfuerzo del suelo

i) Estado de Reposo

La masa de suelo localizada a una profundidad "z" y sometida a presión vertical y horizontal de σ'_o , σ'_h , se muestra en la fig.3.10, el muro es estático no se mueve de su posición inicial, la masa de suelo está en el estado de equilibrio; es decir la deformación unitaria horizontal es 0. La relación del esfuerzo horizontal respecto del esfuerzo vertical se llama coeficiente de reposo " K_o ".

K_o = Coeficiente de reposo

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o}$$

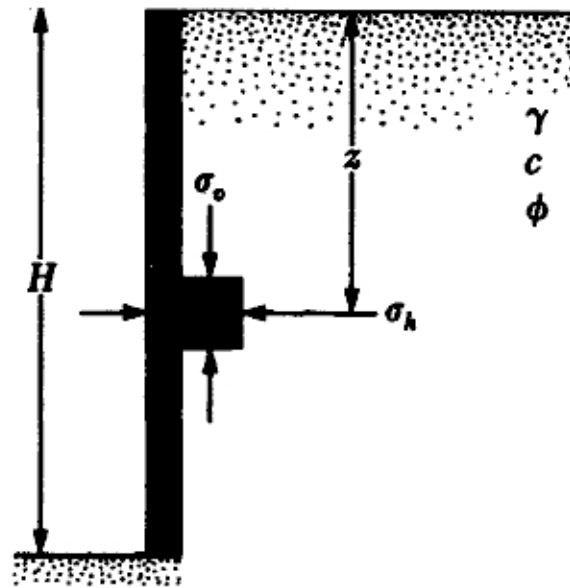


Figura 3.10 Distribución de fuerzas del suelo en estado de reposo

Fuente: Braja M. DAS, capítulo 9 Presión lateral de la tierra en reposo, pág. 292

La distribución de la presión de tierra en reposo sobre un muro de altura H se aprecia en la fig.3.11, la fuerza total por unidad de longitud de muro es igual P_o .

$$P_o = \frac{1}{2} (K_o) (\gamma) (H^2)$$

γ_s = Peso específico del suelo

K_o = Coeficiente de reposo

H = Altura del muro

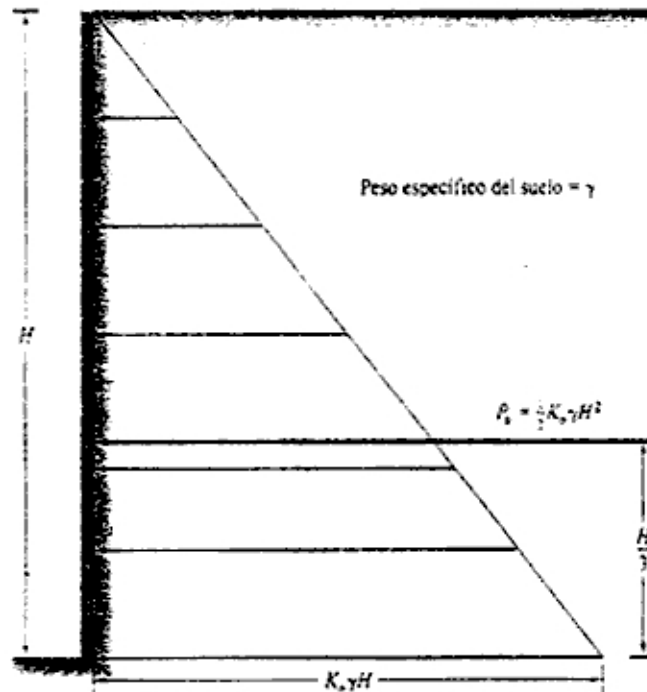


Figura 3.11 Distribución de fuerzas del suelo en estado de reposo

Fuente : Braja M. DAS, capítulo 9 Presión lateral de la tierra en reposo, pág. 293

ii) Estado Activo

La presión lateral de la tierra en el estado activo, nos indica que el muro tiende a moverse con un desplazamiento Δx , los círculos de Mohr correspondientes a los desplazamientos del muro $\Delta x = 0$ y $\Delta x > 0$ se muestran en los círculos a, b y se aprecian en la fig. 3.12. Si el desplazamiento del muro Δx sigue aumentando el correspondiente círculo de Mohr tocará eventualmente la envolvente de la falla de Mohr –Coulomb definida por la ecuación.

$$s = c + \sigma \tan \Phi$$

El círculo marcado "c" representa la condición de falla de masa de suelo, el esfuerzo horizontal es σ_a y se denomina presión activa de Rankine. Las líneas de desplazamiento (planos de falla) en el suelo forman ángulos de $\pm(45 + \phi/2)$.

La relación de los esfuerzos principales para el círculo de Mohr que toca la envolvente de falla de Mohr -Coulomb esta dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 (tg^2(45 + \phi/2)) + 2c(tg(45 + \phi/2))$$

Para el círculo de Mohr "c"

Esfuerzo principal mayor $\sigma_1 = \sigma_h$

Esfuerzo principal menor $\sigma_3 = \sigma_a$

$$\sigma_h = \sigma_a (K_a) + 2c(\sqrt{K_a})$$

Coeficiente del estado activo de Rankine.

$$K_a = tg^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

Para $\sigma_v = 0$ en $z = 0$;

$\sigma_v = (\gamma)z$ en $z = H$

$$\sigma_h = 0 = \gamma(Z)(K_a) + 2c(\sqrt{K_a})$$

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{ka}}$$

Presión activa de tierra de Rankine

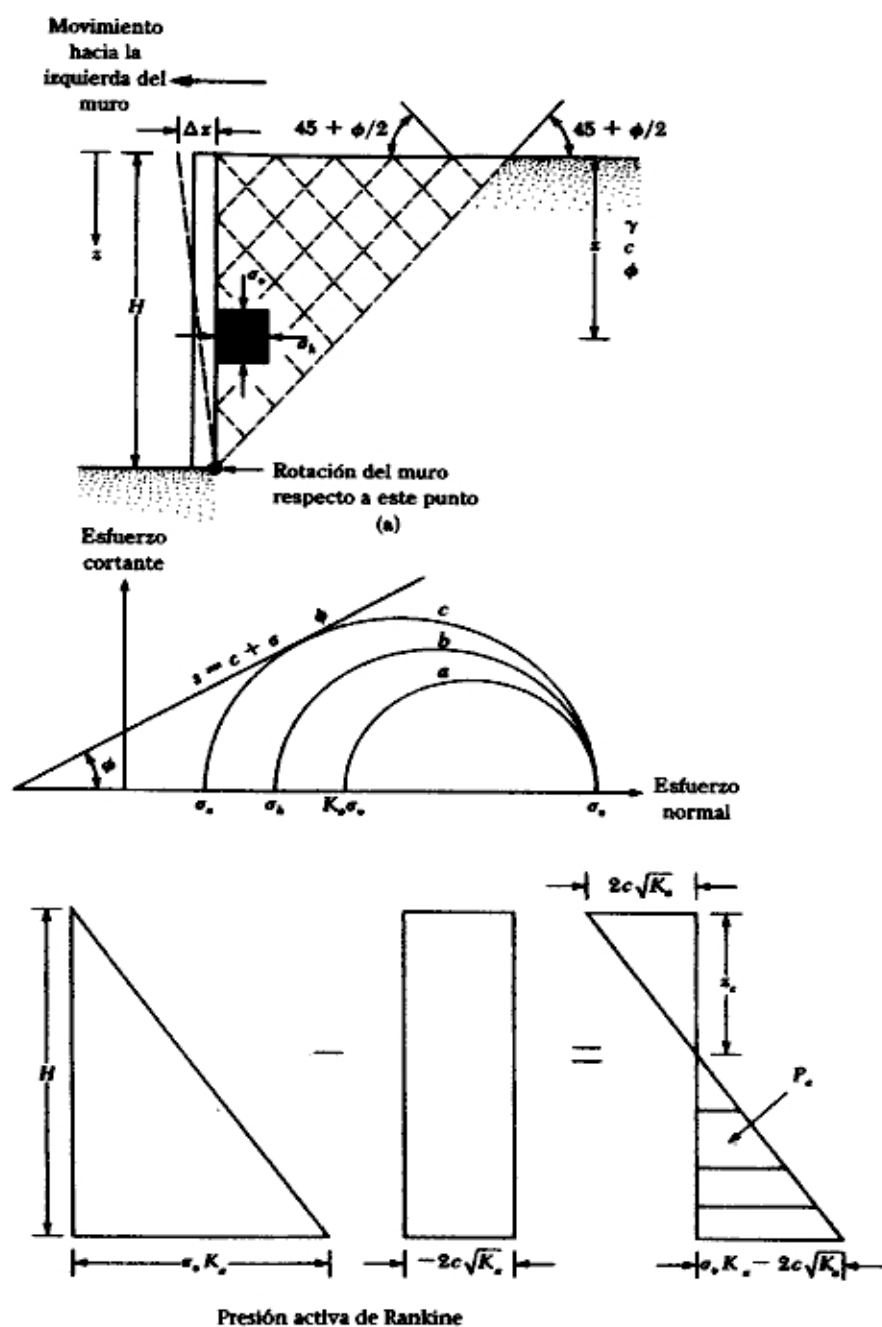


Figura 3.12 Distribución de fuerzas del suelo en estado activo

Fuente : Braja M. DAS, capítulo 6.3 Presión activa de Rankine, pág. 341

iii) Estado Pasivo

En el estado pasivo el desplazamiento de muro es hacia la derecha como se muestra en la fig.3.13, se observa que el círculo de Mohr "c" toca la envolvente de Mohr – Coulomb, lo que implica que el suelo detrás del muro fallará siendo empujado hacia arriba, el esfuerzo horizontal σ_h en este punto se llama presión pasiva de Rankine $\sigma_h = \sigma_p$.

$$\sigma_p = \sigma_v (\tan^2 (45 + \phi / 2)) + 2 c (\tan (45 + \phi / 2))$$

$$K_p = \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2})$$

$$\sigma_p = \sigma_v (K_p) + 2 c (\sqrt{K_p})$$

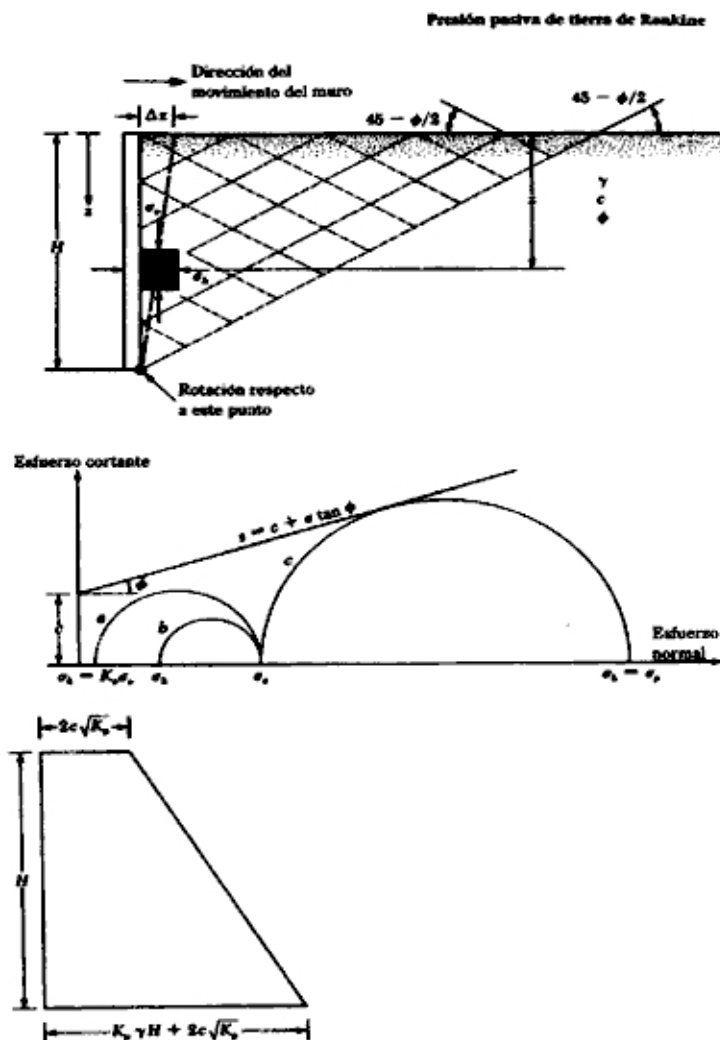


Figura 3.13 Distribución de fuerzas del suelo en estado pasivo

Braja M. DAS, capítulo 6.10 Presión pasiva de Rankine, pág. 373

En el diseño de la calzada se utilizará la teoría de Rankine en estado activo, también se diseñará en dos tipos de suelo, cohesivo y sin cohesión, los parámetros utilizados en el diseño de la calzada son:

γ_s = Peso específico del suelo

z = Altura de la calzada medida desde la superficie

ϕ = Angulo de fricción interna del terreno

K_a = Coeficiente del empuje activo del terreno

C = Cohesión del terreno

s/c = Sobre carga actuante

H_c = Altura en donde se tiene una fuerza horizontal resultante nula

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) \qquad K_a = \frac{1}{N\phi}$$

La cohesión actúa como una fuerza distribuida

$E_{\text{cohesión}}$ = Fuerza distribuida

$$E_{\text{cohesión}} = 2c\sqrt{K_a} \qquad E_{\text{cohesión}} = \frac{2c}{\sqrt{N\phi}}$$

3.3.1 Suelos cohesivos

Diagrama de fuerzas que actúan en la calzada en un suelo cohesivo, tal como se aprecia en la fig.3.14.

E_a = Fuerza distribuida del suelo

$E_{s/c}$ = Fuerza distribuida de la sobre carga

$E_{cohesión}$ = Fuerza distribuida de la cohesión

H_c = Altura en donde se tiene una fuerza horizontal resultante nula

F_r = Fuerza resultante

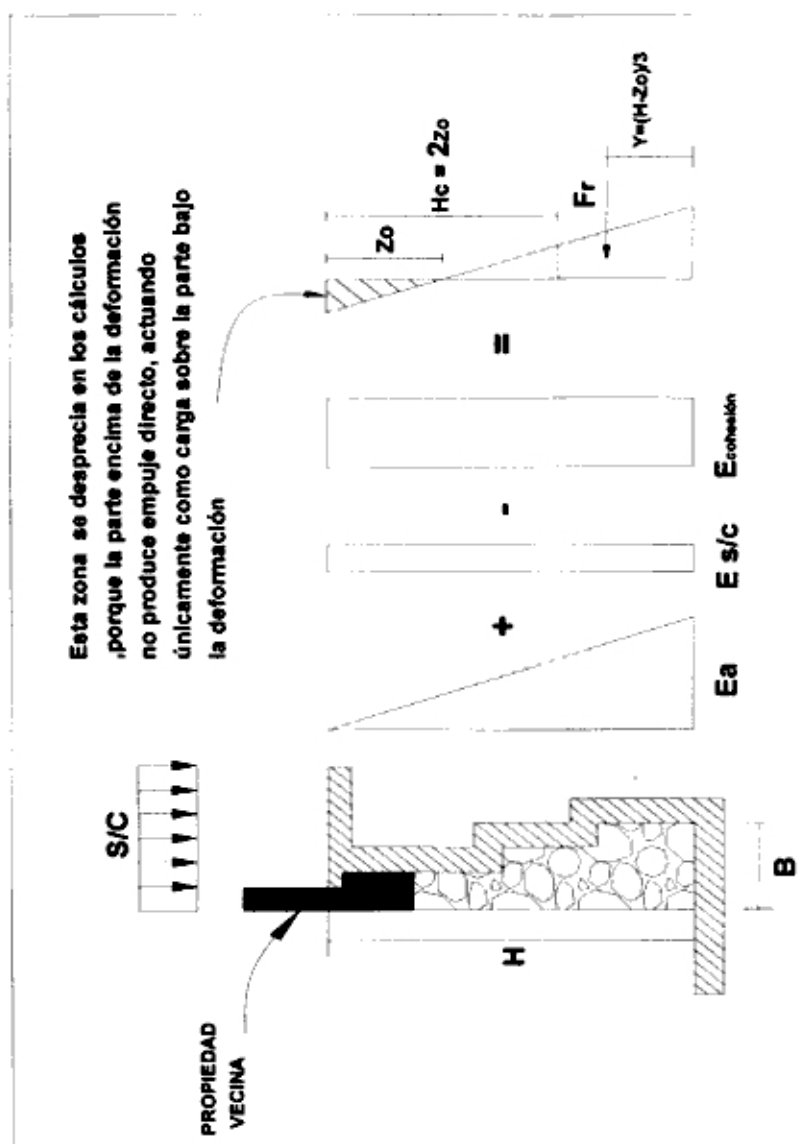


Figura 3.14 Distribución de fuerzas de un suelo cohesivo en la calzada

Para poder hallar el valor de "Zo", se utiliza $N\phi$ para facilitar el cálculo.

$$E_{\text{cohesión}} = \frac{2c}{\sqrt{N\phi}}$$

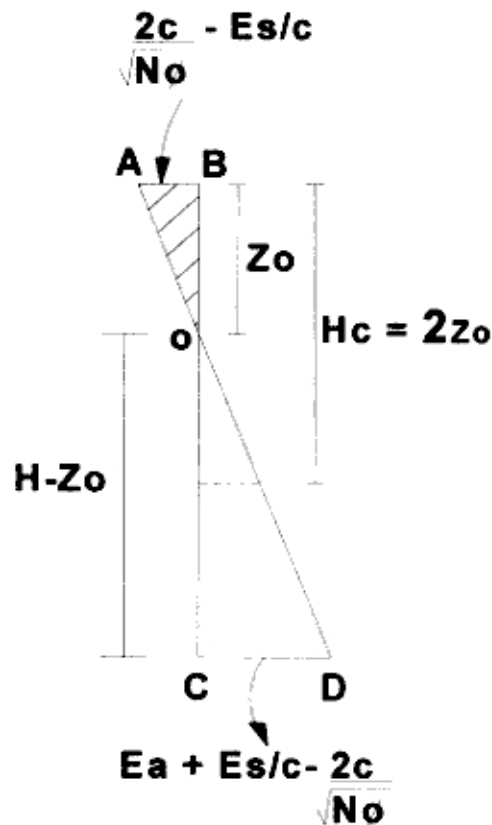


Figura 3.15 Diagrama de fuerza distribuida resultante en la Calzadura

En este caso se realiza una semejanza de triángulos entre AoB y oDC como se muestra en la fig. 3.15 haciendo los cálculos respectivos se tiene:

$$Es/c = q$$

$$Z_0 = \frac{2c \sqrt{N\phi} - q}{\gamma}$$

Cálculo de fuerzas distribuidas, se conoce que las fuerzas distribuidas deben estar afectadas por el coeficiente activo (K_a)

$$E_a = \frac{\gamma (H)}{N \phi} = \gamma (H) K_a$$

$$E_{s/c} = \frac{s/c}{N \phi} = q (K_a)$$

$$E_{cohesión} = \frac{2c}{\sqrt{N \phi}}$$

Cálculo de las fuerzas totales en cada caso, como se sabe la fuerza total de una carga distribuida es su área, aplicada en su centro de gravedad tal como se aprecia en la fig. 3.16.

Fuerza total ejercida por el suelo.

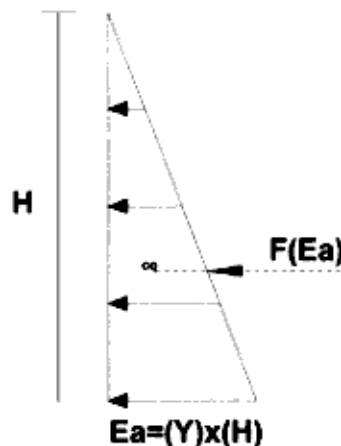


Figura 3.16 Diagrama de fuerza distribuida total ejercida por el suelo

$$F(E_a) = \left(\frac{\gamma (H)}{N \phi} \right) \times \left(\frac{H}{2} \right) = \frac{\gamma (H^2)}{2 N \phi} = \frac{\gamma (H^2) K_a}{2}$$

La fuerza total ejercida por la sobre carga se aprecia en la fig. 3.17

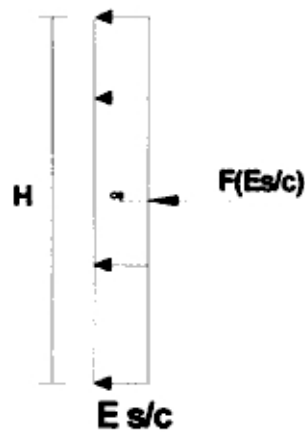


Figura 3.17 Diagrama de fuerza distribuida total ejercida por la sobrecarga

$$F(E \text{ s/c}) = \left(\frac{s/c}{N \phi} \right) x (H) = s/c (H) (K_a) = q (H) (K_a)$$

La fuerza total ejercida por la cohesión se aprecia en la fig.3.18



Figura 3.18 Diagrama de fuerza distribuida total ejercida por la cohesión

$$F(E \text{ cohesión}) = \frac{2c}{\sqrt{N \phi}} x (H) = (2 c \sqrt{K_a}) H$$

La fuerza total que se desprecia indica que la fuerza de cohesión del terreno es mayor que la suma de fuerzas del suelo y la sobrecarga, por tal motivo no se produce empuje en esta zona tal como se aprecia en la fig. 3.19.

$$F_{\text{desp.}} = \frac{(2c \sqrt{N \phi} - q)^2}{2 \gamma (N \phi)}$$

La fuerza total resultante es:

$$F_r = \frac{\gamma H^2}{2(N \phi)} + \frac{(s/c)H}{N \phi} - \frac{(2c \sqrt{N \phi} - q)^2}{2 \gamma (N \phi)}$$

El punto de aplicación de la fuerza total resultante es:

$$Y = \frac{(H - Z_o)}{3}$$

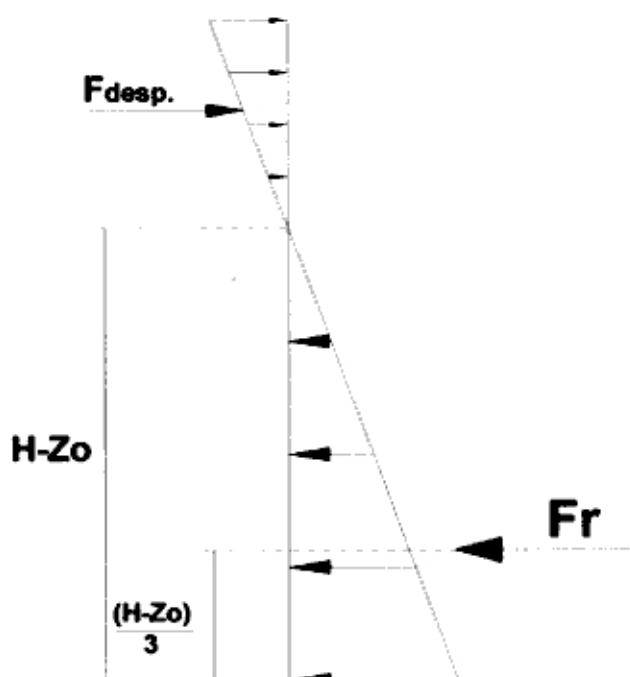


Figura 3.19 Diagrama resultante de fuerzas en un suelo cohesivo

Se calculan las fuerzas verticales que actúan sobre la calzada tal como se aprecia en la fig. 3.20.

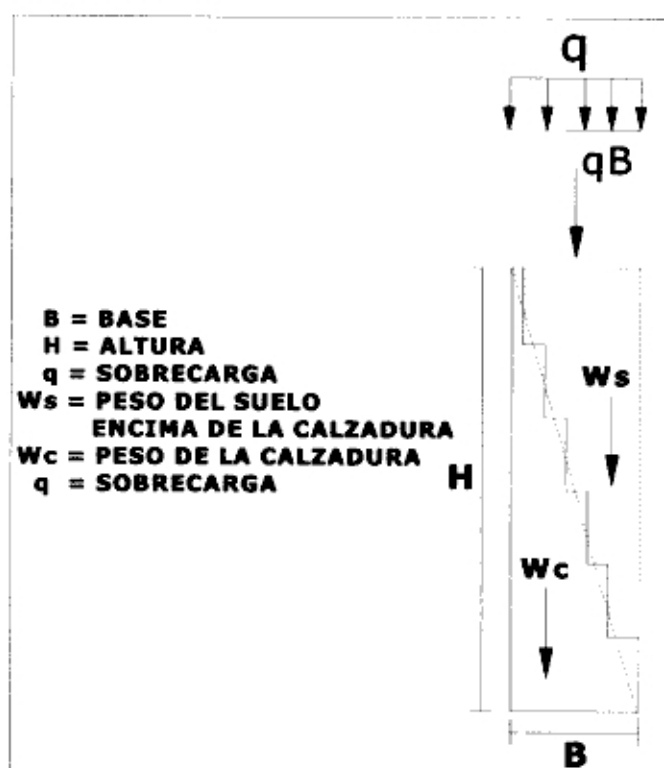


Figura 3.20 Diagrama de fuerzas verticales que actúan sobre la calzada

En algunos casos para facilitar los cálculos se asume que la mitad del rectángulo es concreto ciclópeo y la otra mitad es suelo.

γ_s = Peso unitario de Suelo

γ_c = Peso unitario del concreto ciclópeo

q_t = Fuerza total de la carga distribuida

$$W_s = \gamma_s \frac{(H)(B)}{2} \quad W_c = \gamma_c \frac{(H)(B)}{2}$$

$$q_t = q \times B$$

Después de analizar las principales fuerzas, observar las posiciones donde se aplican las fuerzas totales sobre la calzada, tal como se aprecia en la fig.3.21

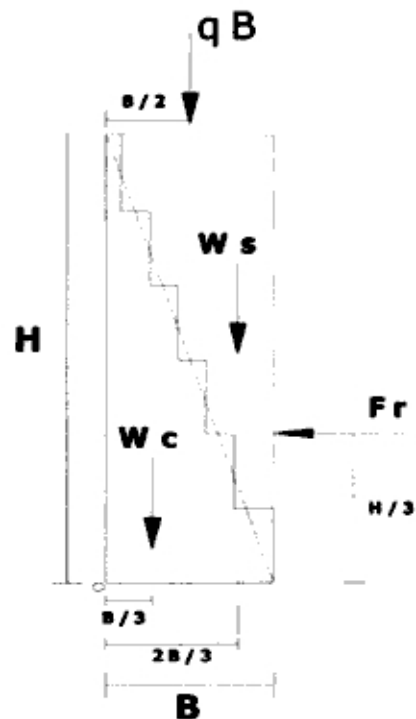


Figura 3.21 Diagrama de fuerzas que actúan sobre la calzada y sus puntos de aplicación

Los factores de seguridad que se debe cumplir en el diseño de la calzada son:

- Factor de seguridad al volteo
- Factor de seguridad al deslizamiento
- Factor de seguridad de capacidad de carga

Para hallar los factores de seguridad se toma momentos que equilibren las fuerzas horizontales con las fuerzas verticales, el punto donde se toma momentos es el punto de giro "O" tal como se aprecia en la fig.3.22

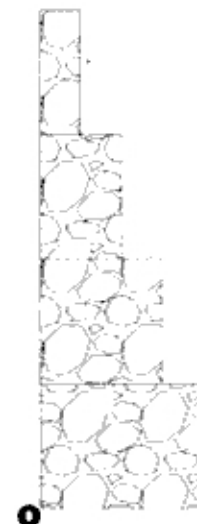


Figura 3.22 punto de giro

- **Factor de Seguridad al Volteo**

$\sum Mo$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar la estructura respecto al punto "O".

$\sum Mr$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto "O".

$$FS = \frac{\sum Mr}{\sum Mo}$$

- **Factor de Seguridad al Deslizamiento**

$\sum Mr$ = Suma de las fuerzas resistentes horizontales (En nuestra calzada sería la fuerza de rozamiento).

$\sum Md$ = Suma de las fuerzas actuantes horizontales.

$$FS = \frac{\sum Fr}{\sum Fd}$$

- **Factor de Seguridad Capacidad de Carga**

q_u = Capacidad de carga última.

q_{adm} = Capacidad de carga del terreno.

$$FS = \frac{q_u}{q_{adm}}$$

3.3.2 Suelos sin cohesión

El diagrama de empuje total de un suelo sin cohesión sobre la calzada está dado por la suma del diagrama de presiones del suelo y la sobrecarga, tal como se aprecia en la fig.3.23, estos empujes son analizados por la teoría de Rankine en el estado activo.

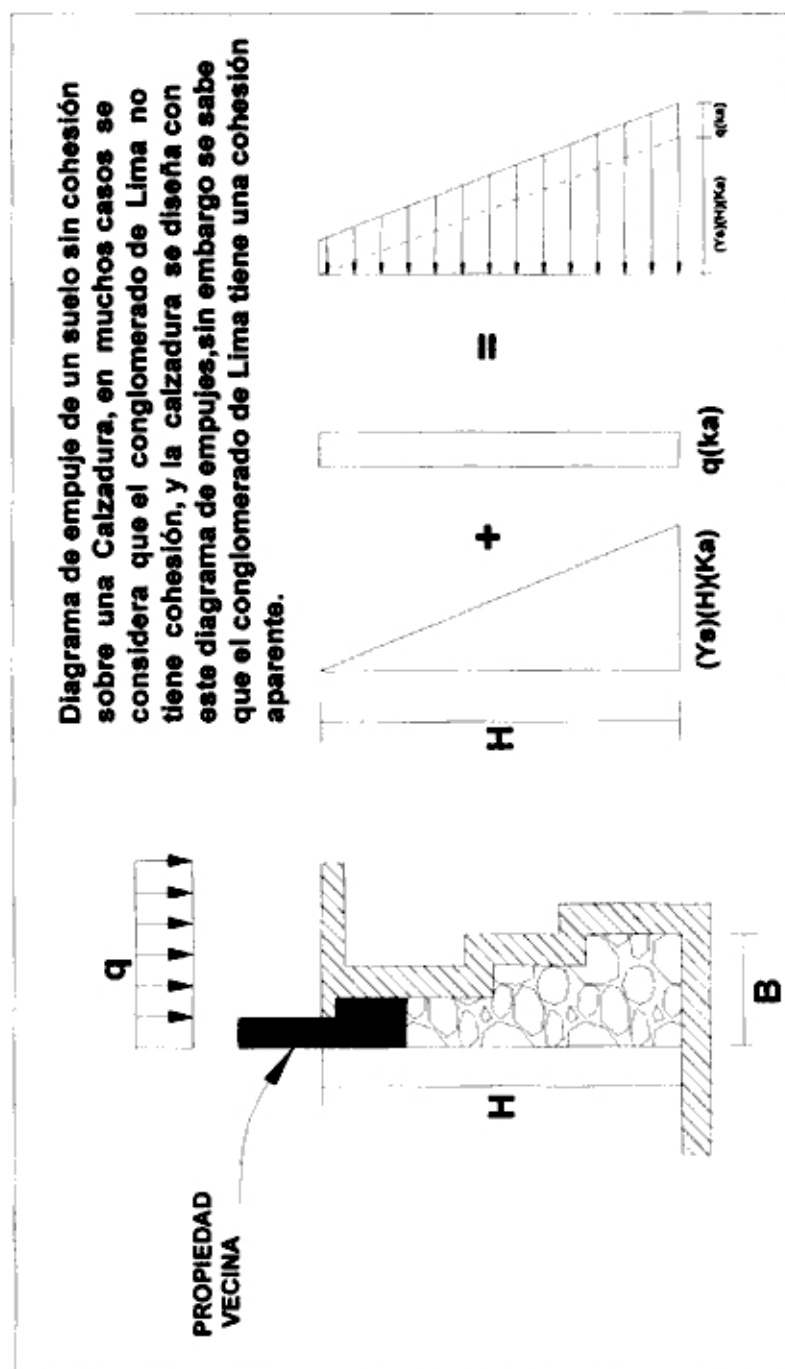


Figura 3.23 Distribución de fuerzas de un suelo sin cohesión en la calzada

El análisis del diseño de una calzada sin cohesión se realiza tramo por tramo, la primera fila de la calzada estará sometida a empujes del suelo y sobrecarga, luego de calcular todas las fuerzas, se cumple con los factores de volteo y deslizamiento, se calcula el ancho inicial a calzar "B", después se debe cumplir con el factor de capacidad de carga y se tendrá el "B" de diseño.

El tramo 1 es el primer bloque de calzada y tiene ancho inicial "B", tal como se aprecia en la fig. 3.24, el tramo 2 es el bloque de la segunda fila, el tramo 3 es de la tercera fila y así sucesivamente.

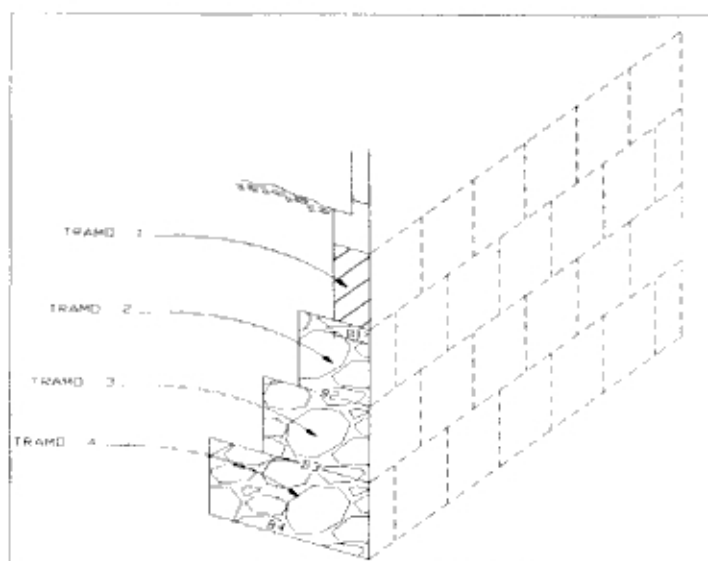


Figura 3.24 Tramo inicial de diseño y su ancho "B"

TRAMO 1

Luego de hallar las fuerzas y sus posiciones como se observa en la fig.3.25, debemos hacer cumplir los factores de seguridad de volteo y deslizamiento.

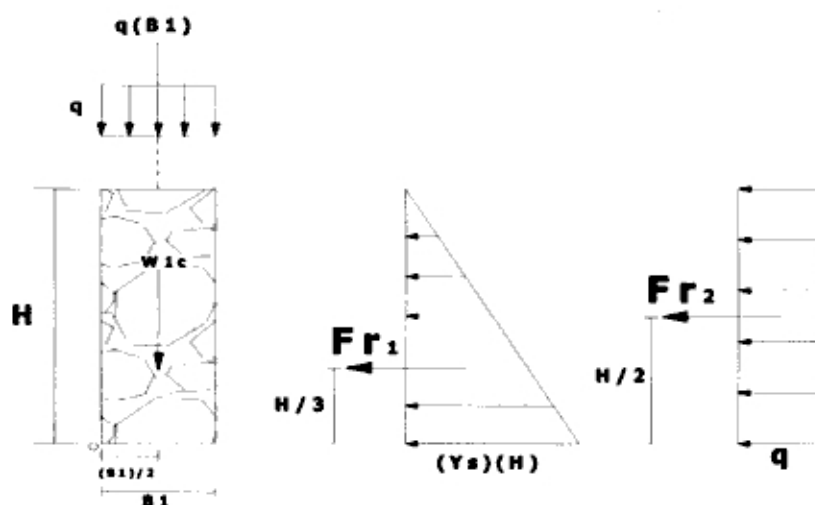


Figura 3.25 Distribución de fuerzas en el tramo 1

Para comprobar el factor de seguridad al volteo se debe tomar momentos, estos momentos se aplican con respecto al punto "O", las fuerzas y el brazo de giro se aprecian en la tabla.3.2, el primer tramo de la calzada tendrá como base "B1".

		FZA VERTICAL	BRAZO
W1C	PESO DE CONCRETO	$(Y_c) \times (B) \times (H)$	B/2
	SOBRECARGA	$(q) \times (B)$	B/2

		FZA HORIZONTAL	BRAZO
FR1	EMPUJE DE TIERRA	$(Y_s \times H) \times (H)/2$	H/3
FR2	SOBRECARGA	$(q) \times (H)$	H/2

Tabla 3.2 Fuerzas verticales, horizontales y brazo de giro para el tramo 1

TRAMO 2

En este tramo la fuerza del suelo se va incrementando, las fuerzas verticales también van aumentando como, W1c(peso del concreto) y Ws1(peso de suelo) como se aprecia en la fig. 3.26

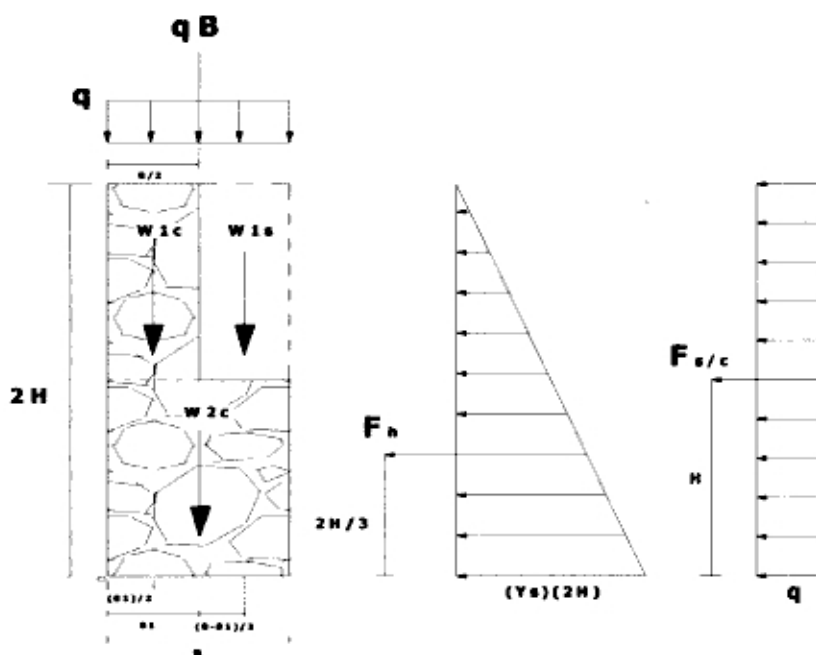


Figura 3.26 Distribución de fuerzas en el tramo 2

En el tramo 2 las fuerzas y el brazo de giro con respecto al punto "O", se aprecian en la tabla.3.3, para el segundo tramo la base será B2.

		FZA VERTICAL	BRAZO
W1C	PESO DE CONCRETO	$(Y_c) \times (B1) \times (H)$	$(B1)/2$
W2C	PESO DE CONCRETO	$(Y_c) \times (B) \times (H)$	$B/2$
	SOBRECARGA	$(q) \times (B)$	$B/2$
WS1	PESO DEL SUELO	$(Y_s) \times (H) \times (B-B1)$	$(B+B1)/2$

		FZA HORIZONTAL	BRAZO
Fh	EMPUJE DE TIERRA	$(Y_s \times 2H) \times (H)$	$2H/3$
Fs/c	SOBRECARGA	$(q) \times (2H)$	H

Tabla 3.3 Fuerzas verticales, horizontales y brazo de giro para el tramo 2

TRAMO 3

En el tercer tramo el diagrama de fuerzas verticales y horizontales se aprecian en la fig.3.27.

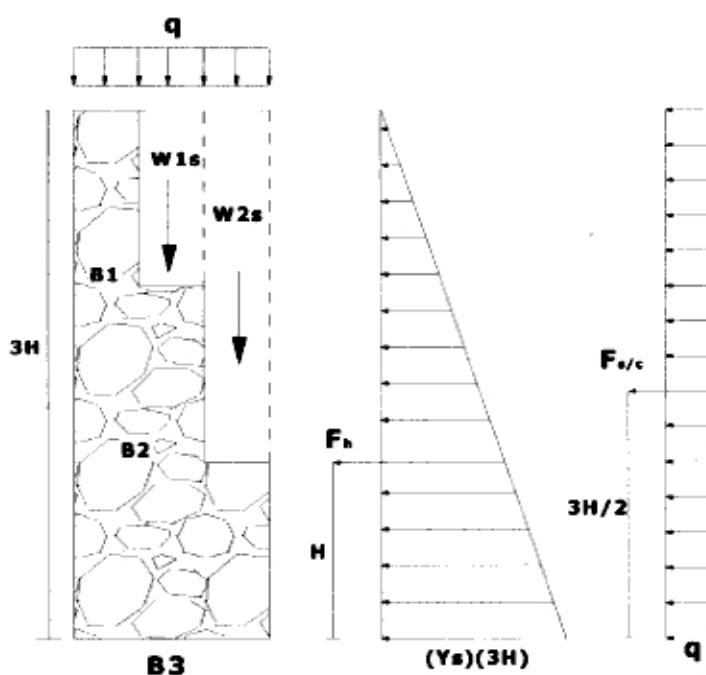


Figura 3.27 Distribución de fuerzas en el tramo 3

En el tramo 3 las fuerzas y el brazo de giro con respecto al punto "O" se aprecian en la tabla 3.4, para el tercer tramo la base será B3.

		FZA VERTICAL	BRAZO
W1C	PESO DE CONCRETO	$(Y_c) \times (B_1) \times (H)$	$(B_1)/2$
W2C	PESO DE CONCRETO	$(Y_c) \times (B_2) \times (H)$	$(B_2)/2$
W3C	PESO DE CONCRETO	$(Y_c) \times (B) \times (H)$	$B/2$
	SOBRECARGA	$(q) \times (B)$	$B/2$
WS1	PESO DEL SUELO	$(Y_s) \times (H) \times (B_2 - B_1)$	$B_1 + (B_2)/2$
WS2	PESO DEL SUELO	$(Y_s) \times (2H) \times (B - B_2)$	$(B + B_2)/2$

		FZA HORIZONTAL	BRAZO
Fh	EMPUJE DE TIERRA	$(Y_s \times 3H) \times (3H)/2$	H
Fs/c	SOBRECARGA	$(q) \times (3H)$	$3H/2$

Tabla 3.4 Fuerzas verticales, horizontales y brazo de giro en el tramo 3

TRAMO 4

Diagrama de fuerzas verticales y horizontales que actúan en la calzada tal como se aprecia en la fig.3.28

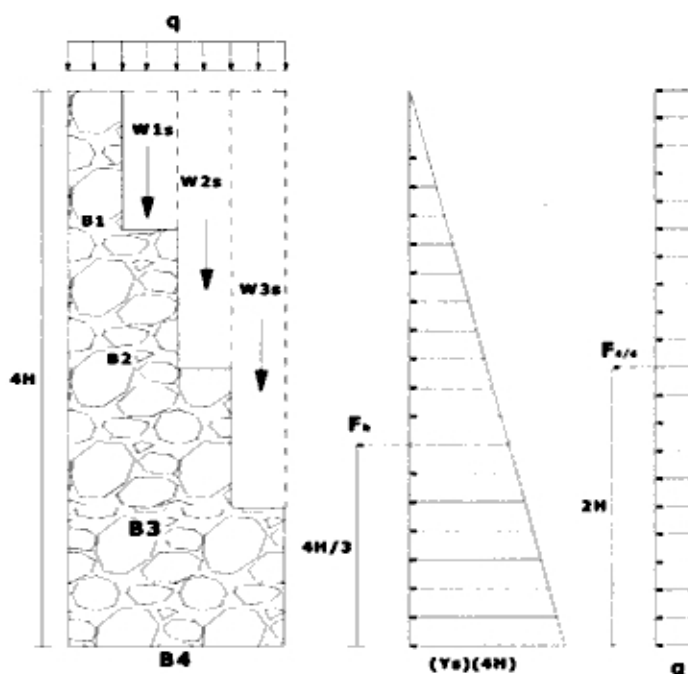


Figura 3.28 Distribución de fuerzas en el tramo 4

El último tramo soporta la mayor carga vertical las cargas y los brazos de giro se aprecian en la tabla 3.5

		FZA VERTICAL	BRAZO
W1C	PESO DE CONCRETO	$(Y_c) \times (B_1) \times (H)$	$(B_1)/2$
W2C	PESO DE CONCRETO	$(Y_c) \times (B_2) \times (H)$	$(B_2)/2$
W3C	PESO DE CONCRETO	$(Y_c) \times (B_3) \times (H)$	$(B_3)/2$
WC4	PESO DE CONCRETO	$(Y_c) \times (B) \times (H)$	$B/2$
	SOBRECARGA	$(q) \times (B)$	$B/2$
WS1	PESO DEL SUELO	$(Y_s) \times (H) \times (B_2 - B_1)$	$(B_2 + B_1)/2$
WS2	PESO DEL SUELO	$(Y_s) \times (2H) \times (B_3 - B_2)$	$(B_3 + B_2)/2$
WS3	PESO DEL SUELO	$(Y_s) \times (3H) \times (B - B_3)$	$(B + B_3)/2$

		FZA HORIZONTAL	BRAZO
Fh	EMPUJE DE TIERRA	$(Y_s \times 4H) \times (2H)$	$4H/3$
Fs/c	SOBRECARGA	$(q) \times (4H)$	$2H$

Tabla 3.5 Fuerzas verticales, horizontales y brazo de giro en el tramo 4

En el diseño de calzaduras se debe evitar la presencia de agua, no existe un límite de humedecimiento para el diseño de la calzada, en caso de tener una filtración el suelo se hace más denso y su peso unitario aumenta ejerciendo mayor empuje sobre la calzada.

Se tiene un conglomerado de peso unitario 2 tn/m^3 con $W = 5\%$ de humedad, si la humedad varía por causa de una filtración hasta $W = 25\%$, el peso unitario final varía tal como se aprecia en la fig. 3.29

$$Y_{s(\text{inicial})} = 2 \text{ tn/m}^3 ; W\% = 5\% \quad \Delta W\% = 20\%$$

$$Y_{s(\text{final})} = Y_{s(\text{inicial})} \times (1 + \Delta W\%)$$

$$Y_{s(\text{final})} = 2.4 \text{ tn/m}^3$$

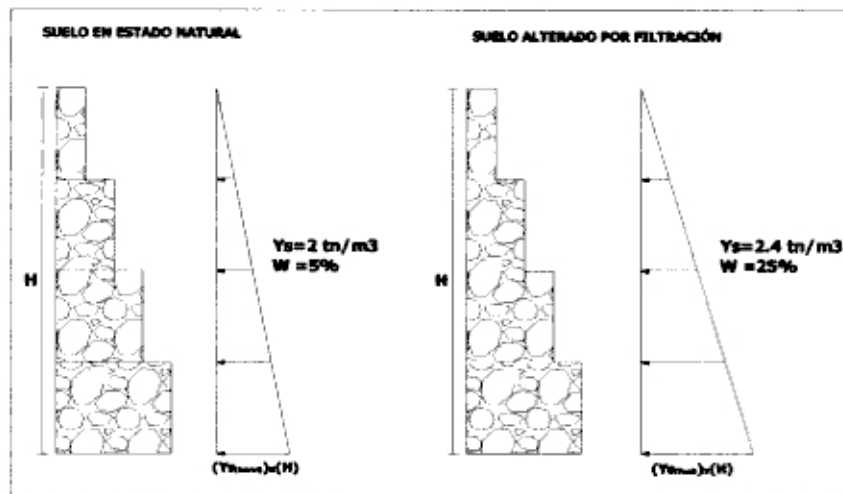


Figura 3.29 Distribución de fuerza del suelo en estado natural y alterado

El $Y_{s(final)}$ aumenta y la variación puede hacer fallar la calzada, debido que fue diseñada con un $Y_{s(inicial)} = 2 \text{ tn/m}^3$.

3.4 Aplicación

Se requiere calzar una vereda de 0.5 tn/m^2 , para una altura de 6m, la calzada se realizará en un suelo tipo conglomerado tal como se aprecia en la fig.3.30 con los siguientes datos:

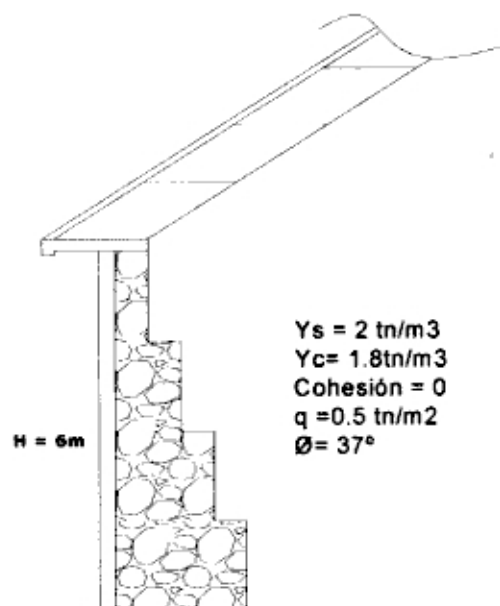


Figura 3.30 Datos para diseño de calzada

γ_s = Peso unitario del suelo

γ_c = Peso unitario del concreto

q = Sobrecarga de la vereda

Φ = Angulo de fricción

La calzada se diseña por tramos tal como se aprecian en la fig.3.31

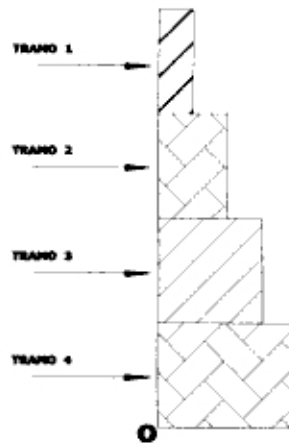


Figura 3.31 Tramos de diseño de la calzada

La calzada en un suelo sin cohesión solamente esta afectada por la fuerza del suelo y sobrecarga. Las fuerzas horizontales serán afectadas por el coeficiente de activo de la teoría de Rankine.

El ancho(a) y la altura(h) de los bloques tal como se aprecia en la fig.3.32 obedece a un aspecto constructivo y técnico, considerando el tipo de suelo y el tipo de cimentación que se esta calzando. Si el suelo es muy deleznable, no cohesivo o poco compacto, los bloques tendrán que ser más pequeños, de manera de no desestabilizar la cimentación, en el caso de tener suelo tipo conglomerado se recomienda que la altura y el ancho de los bloques varíen de 1-1.5 m.

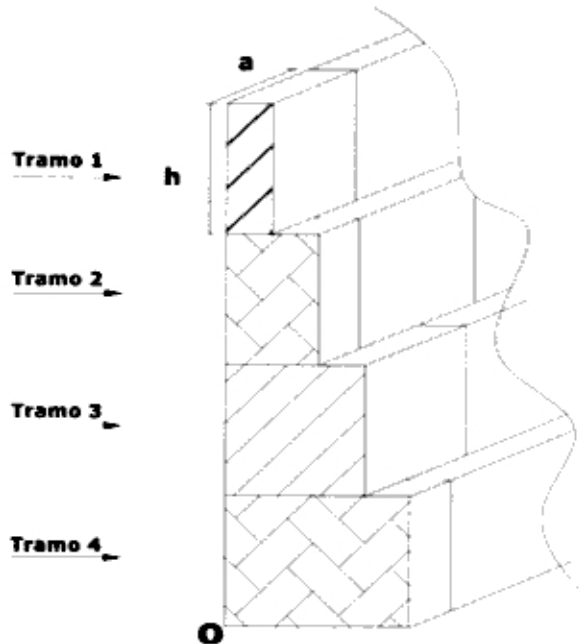


Figura 3.32 Altura y ancho del bloque de la calzada

Para la aplicación del diseño de calzada, la altura del bloque es 1.5m.

Los factores de seguridad al volteo y deslizamiento son usualmente mayor igual a 1.5, en este caso previo análisis se tomarán los siguientes valores.

$$FSV \geq 3$$

$$FSD \geq 2$$

Estos factores de seguridad aseguran que se pueda cumplir con el factor de seguridad de capacidad carga.

Es importante cumplir el factor de seguridad de capacidad carga en cada tramo del diseño, no sólo en el último tramo de la calzada como usualmente se realiza.

En el tramo 1, el diagrama de fuerzas distribuidas que afectan la calzada y las fuerzas totales con su respectivo brazo de giro se aprecian en la fig. 3.33 y la tabla 3.6.

Primer Tramo

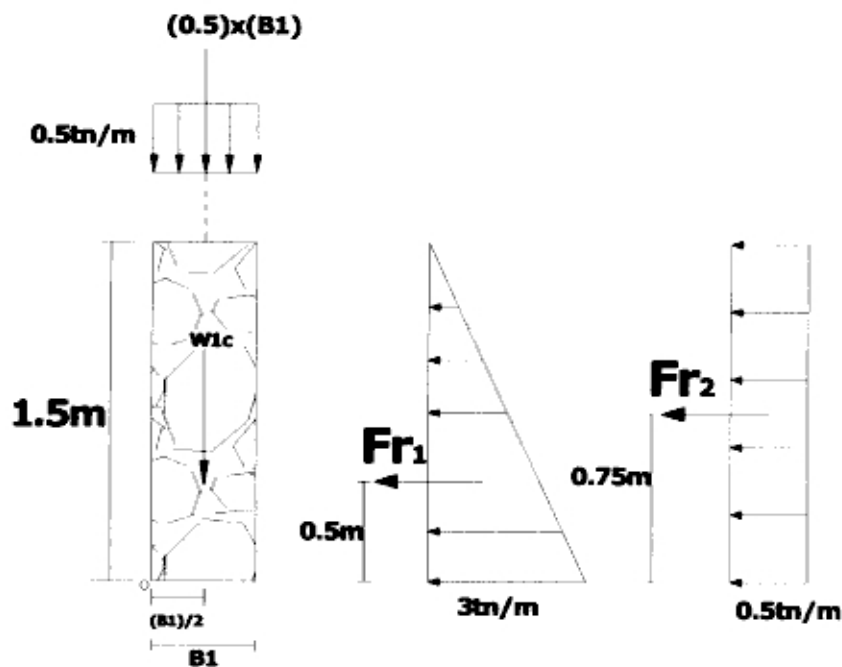


Figura 3.33 Diagrama de fuerzas en el tramo 1

		FZA VERTICAL	BRAZO
W1C	PESO DE CONCRETO	$2.7(B1)$	$(B1)/2$
	SOBRECARGA	$(0.5)x(B1)$	$(B1)/2$

		FZA HORIZONTAL	BRAZO
FR1	EMPUJE DE TIERRA	2.25	0.5
FR2	SOBRECARGA	0.75	0.75

Tabla 3.6 Fuerzas y brazo de giro del tramo 1

Se obtiene "B" haciendo cumplir nuestros factores de seguridad al volteo y deslizamiento, las fuerzas horizontales serán afectadas por el coeficiente de presión activa de la teoría de Rankine.

$$FSV \geq 3$$

$$3 \leq \frac{1.6 (B1)^2}{1.69 x (Ka)}$$

$$(3) \times (0.42) \leq 1.6(B1)^2 \quad B \geq 0.89 \text{ m}$$

$$FSD \geq 2 \quad \mu = 0.55 \text{ (coeficiente de rozamiento)}$$

$$2 \leq \frac{[3.2 B] x \mu}{[3] x (Ka)}$$

$$(2) \times (0.75) \leq 1.76(B1) \quad B \geq 0.85 \text{ mts.}$$

Se elige el "B" que cumpla con nuestros dos factores de seguridad en este caso elegiremos para $B = 0.9 \text{ m}$. Luego de hallar B, se debe cumplir el factor de seguridad de capacidad de carga.

Se calcula la excentricidad.

$$e \leq \frac{B}{2} - \frac{[\sum Mr - \sum Mo]}{\sum (Fv)}$$

$\sum Mr$ = Sumatoria de momentos que tienden a resistir el volteo

$\sum Mo$ = Sumatoria de momentos que tienden a volcar la estructura

$\sum Fv$ = Sumatoria de fuerzas verticales

Se debe cumplir que: $e < B/6$

$$\Sigma M_r = 1.6B^2 = 1.296 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma M_o = 0.42 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma F_v = 3.2B = 2.88 \text{ tn.}$$

$$B/6 = 0.15$$

$$e = 0.145 \quad 0.145 < 0.15 \quad \text{cumple}$$

$$q \left(\begin{matrix} \text{punta} \\ \text{talón} \end{matrix} \right) = \frac{\Sigma F_v}{B} - \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q(\text{punta}) = 3.3 \text{ tn/m}^2$$

$$q(\text{talón}) = 0$$

Diagrama de presión transmitida del suelo hacia el bloque de concreto ciclópeo tal como se aprecia en la fig. 3.34.

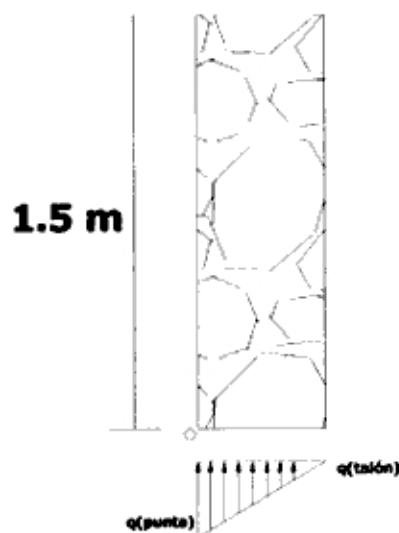


Figura 3.34 Diagrama de presión del suelo sobre el tramo 1

Capacidad de Carga (q_{uk})

La teoría de la capacidad de carga fue presentada por Terzaghi(1943) para evaluar las cimentaciones.

$$q(\text{último}) = cN_c S_c + q_0 N_q + 0.5B(\gamma_s)N_\gamma S_\gamma$$

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción Φ .

c = Cohesión

γ_s = Peso unitario del suelo

B = Base de la cimentación

$$q_0 = (\gamma_s)D_f$$

D_f = Altura medida desde la superficie hasta el fondo de la cimentación.

$$N_q = \frac{1}{2} \gamma \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)^2 e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q + 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

Para el ángulo de fricción $\phi = 37^\circ$ (ver anexo 4)

$$N_c = 55.63$$

$$N_q = 42.92$$

$$N_\gamma = 66.19$$

Se considera la calzada como cimiento corrido entonces: $S_c = S_\gamma = 1$
(ver anexo 4)

$$\gamma_s = 2 \text{ tn/m}^3$$

$$B = 0.9$$

$$q_0 = (\gamma_s)(D_f) = 2(1.5) = 3$$

$$q(\text{último}) = 188.33 \text{ tn/m}^2$$

$FS(\text{capacidad de carga}) \geq 3$

$$FS_{(\text{Capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{admisible}}}$$

$q(\text{admisible}) = q(\text{último}) / 3$

$q(\text{admisible}) = 62.77 \text{ tn/m}^2$

$$FS_{(\text{Capacidad Portante})} = \frac{q_{\text{admisible}}}{q_{\text{punta}}}$$

$FS_{(\text{Carga Portante})} \geq 3$

$q(\text{punta}) = 3.3 \text{ tn/m}^2$

$FS_{(cp)} = 62.77 / 3.3 = 19 \quad \text{cumple!!!}$

La base para el primer tramo, cumpliendo los tres factores de seguridad indicados es:

B = 0.9m

Segundo tramo

En el segundo tramo se realiza un procedimiento similar al primero, pero con la variante que la distribución de fuerzas es mayor, tal como se aprecia en la fig.3.35 y tabla 3.7.

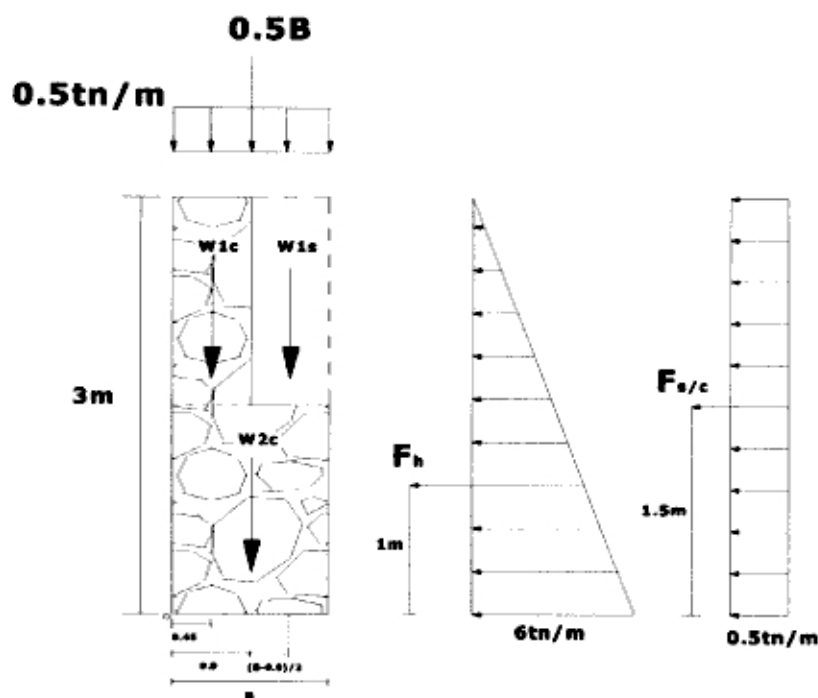


Figura 3.35 Diagrama de fuerzas en el tramo 2

		FZA VERTICAL	BRAZO
W1C	PESO DE CONCRETO	2.43	0.45
W2C	PESO DE CONCRETO	2.7B	0.5B
	SOBRECARGA	0.5B	0.5B
WS1	PESO DEL SUELO	$3x(B-0.9)$	$(B+0.9)/2$

		FZA HORIZONTAL	BRAZO
FRh	EMPUJE DE TIERRA	9	1
	SOBRECARGA	1.5	1.5

Tabla 3.7 Fuerzas y brazo de giro del tramo 2

$$FSV \geq 3$$

$$(3) \times (2.81) \leq 3.1B^2 + 0.28$$

$$B \geq 1.62$$

$$FSD \geq 2 \quad \mu = 0.55 \text{ (coeficiente de rozamiento)}$$

$$(2) \times (2.63) \leq (6.2B - 0.27) \times 0.55 \quad B \geq 1.58$$

Se elige $B = 1.65 \text{ m}$

$$\sum M_r = 3.2B^2 + 0.28 = 8.72 \text{ Tn/m}$$

$$\sum M_o = 2.81 \text{ Tn/m}$$

$$\sum F_v = 6.2B - 0.27 = 9.96 \text{ Tn/m}$$

Se tendría que hallar la excentricidad.

$$\text{Se debe cumplir que : } e < B/6 \quad e \leq \frac{B}{6} - \frac{[\sum M_r - \sum M_o]}{\sum (F_v)} \quad 6$$

$$B/6 = 0.275$$

$$e = 0.24 \quad 0.24 < 0.275 \quad \text{cumple}$$

$$q \left(\begin{matrix} \text{punta} \\ \text{talón} \end{matrix} \right) = \frac{\sum F_v}{B} - \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q(\text{punta}) = 11.3 \text{ tn/m}^2$$

$$q(\text{talón}) = 0.76 \text{ tn/m}^2$$

Diagrama de presión transmitida por el suelo hacia el bloque de concreto ciclópeo, como se aprecia en la fig.3.36.

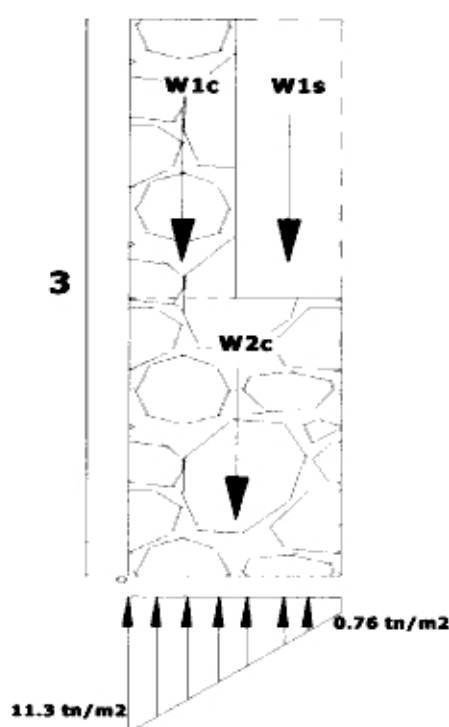


Figura 3.36 Diagrama de presión del suelo sobre el tramo2

Capacidad de Carga (q_{ult})

$$q(\text{último}) = cN_c S_c + q_0 N_q + 0.5B(\gamma_s)N_\gamma S_\gamma$$

$$\phi = 37^\circ$$

$$N_c = 55.63$$

$$N_q = 42.92$$

$$N_\gamma = 66.19$$

$$S_c = S_\gamma = 1$$

$$\gamma_s = 2 \text{ tn/m}^3$$

$$B = 1.65$$

$$q_0 = (\gamma_s)(D_f/2) = 3$$

$$q(\text{último}) = 237.97 \text{ tn/m}^2$$

$$q(\text{admisible}) = q(\text{último}) / 3$$

$$q(\text{admisible}) = 79.32 \text{ tn/m}^2$$

$$FS_{\text{(Capacidad - Por tante)}} = \frac{q_{\text{admisible}}}{q_{\text{punta}}}$$

$$FS_{\text{(Carga Portante)}} \geq 3$$

$$q(\text{punta}) = 11.3 \text{ tn/m}^2$$

$$FS_{\text{(cp)}} = 79.3 / 11.3 = 7 \quad \text{cumple!!!}$$

$$B = 1.65 \text{ m}$$

Tercer Tramo

Las distribución de fuerzas verticales y horizontales aumenta, tal como se puede apreciar en al fig.3.37 y la tabla 3.8.

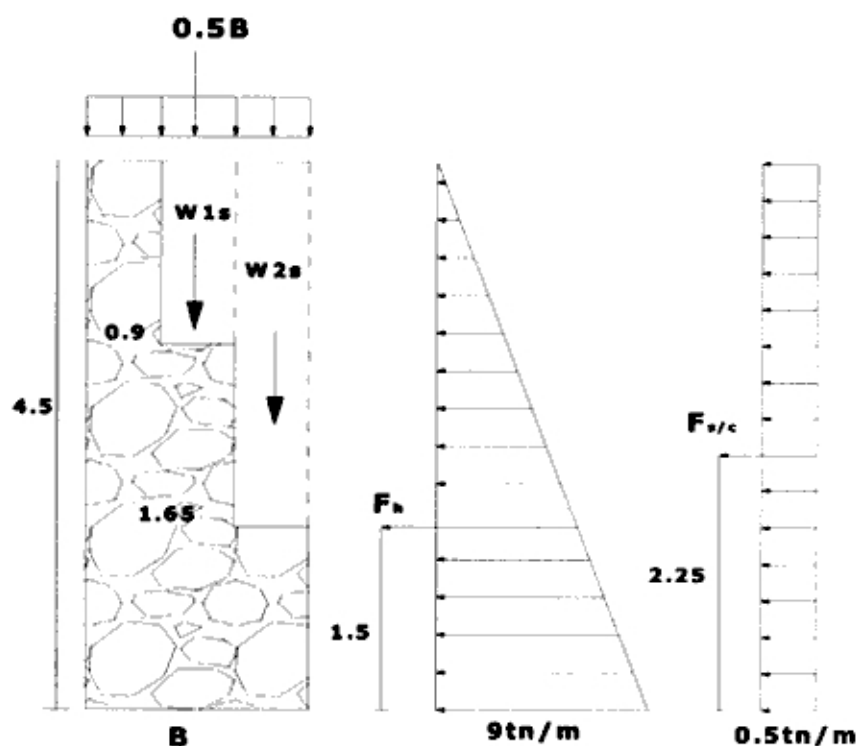


Figura 3.37 Diagrama de fuerzas en el tramo3

		FZA VERTICAL	BRAZO
W1C	PESO DE CONCRETO	2.43	0.45
W2C	PESO DE CONCRETO	4.46	0.825
W3C	PESO DE CONCRETO	2.7B	0.5B
	SOBRECARGA	0.5B	0.5B
WS1	PESO DEL SUELO	2.25	1.275
WS2	PESO DEL SUELO	$6(B-1.65)$	$(B+1.65)/2$

		FZA HORIZONTAL	BRAZO
FR1	EMPUJE DE TIERRA	20.25	1.5
	SOBRECARGA	2.25	2.25

Tabla 3.8 Fuerzas y brazo de giro del tramo 3

$$FSV \geq 3$$

$$(3) \times (8.86) \leq 4.6B^2 - 0.53$$

$$B \geq 2.42$$

$$FSD \geq 2 \quad \mu = 0.55 \text{ (coeficiente de rozamiento)}$$

$$(2) \times (5.625) \leq (9.2B - 0.76) \times 0.55 \quad B \geq 2.31$$

Se elige $B = 2.45 \text{ m}$

$$\sum M_r = 4.6B^2 - 0.53 = 27.08 \text{ Tn/m}$$

$$\sum M_o = 8.86 \text{ Tn/m}$$

$$\sum F_v = 9.2B - 0.76 = 21.78 \text{ Tn/m}$$

Se debe cumplir que : $e < B/6$

$$B/6 = 0.408$$

$$e = 0.39 \quad 0.39 < 0.408 \quad \text{cumple}$$

$$q \left(\begin{matrix} \text{punta} \\ \text{talón} \end{matrix} \right) = \frac{\sum F_v}{B} - \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q(\text{punta}) = 17.38 \text{ tn/m}^2$$

$$q(\text{talón}) = 0.40 \text{ tn/m}^2$$

Diagrama de presión transmitida por el suelo hacia el bloque de concreto ciclópeo, tal como se muestra en la fig.3.38.

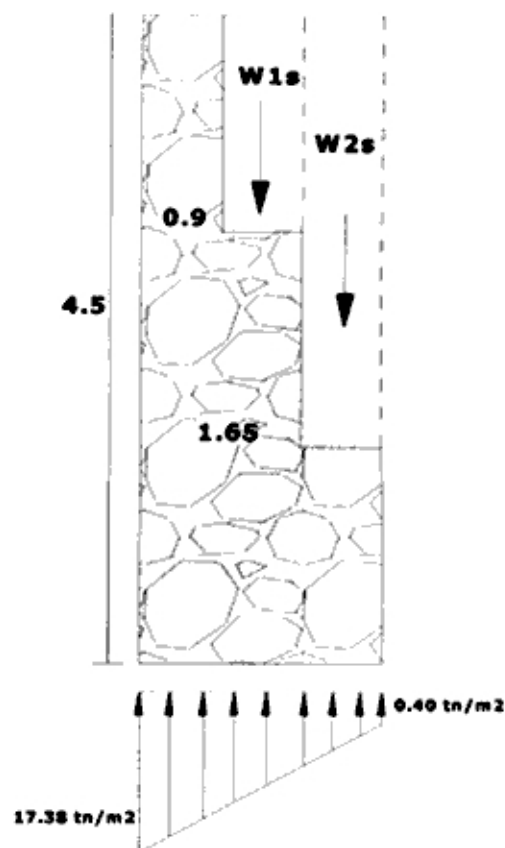


Figura 3.38 Diagrama de presión del suelo sobre el tramo 3

Capacidad de Carga (q_{ult})

$$q(\text{último}) = cN_c S_c + q_o N_q + 0.5B(\gamma_s)N_\gamma S_\gamma$$

$$\phi = 37^\circ$$

$$N_c = 55.63$$

$$N_q = 42.92$$

$$N_\gamma = 66.19$$

La calzada la se toma como cimiento corrido entonces : $S_c = S_\gamma = 1$

$$\gamma_s = 2 \text{ tn/m}^3$$

$$B = 2.45$$

$$q_o = (\gamma)(D_f/2) = 4.5$$

$$q(\text{último}) = 355.31 \text{ tn/m}^2$$

$$q(\text{admisible}) = q(\text{último}) / 3$$

$$q(\text{admisible}) = 118.43 \text{ tn/m}^2$$

$$FS_{\text{(Capacidad - Por tante)}} = \frac{q_{\text{admisible}}}{q_{\text{punta}}}$$

$$FS_{\text{(Carga Portante)}} \geq 3$$

$$q(\text{punta}) = 17.38 \text{ tn/m}^2$$

$$FS_{\text{(cp)}} = 118.43 / 17.38 = 6.58 \text{ cumple!!!}$$

$$B = 2.45 \text{ m.}$$

Último tramo

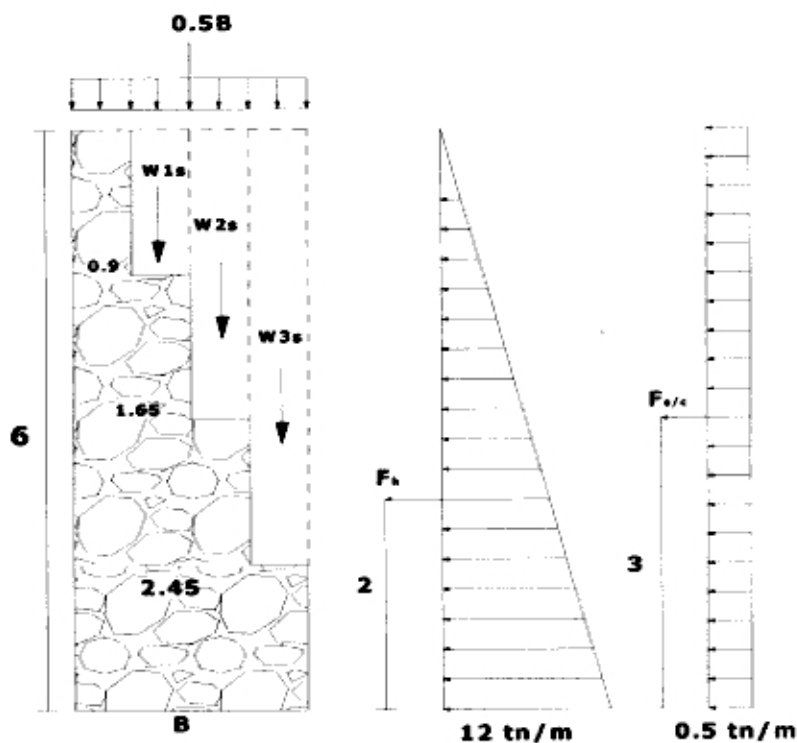


Figura 3.39 Diagrama de fuerzas en el tramo4

		FZA VERTICAL	BRAZO
W1C	PESO DE CONCRETO	2.43	0.45
W2C	PESO DE CONCRETO	4.46	0.825
W3C	PESO DE CONCRETO	6.62	1.23
WC4	PESO DE CONCRETO	2.78	0.58
	SOBRECARGA	0.58	0.58
WS1	PESO DEL SUELO	2.25	1.275
WS2	PESO DEL SUELO	4.8	2.05
WS3	PESO DEL SUELO	$9(B-2.45)$	$(B+2.45)/2$

		FZA HORIZONTAL	BRAZO
Fh	EMPUJE DE TIERRA	36	2
Fs/c	SOBRECARGA	3	3

Tabla 3.9 Fuerzas y brazo de giro del tramo 4

$$FSV \geq 3$$

$$(3) \times (20.25) \leq 6.1B^2 + 3.57 \quad B \geq 3.06$$

$$FSD \geq 2 \quad \mu = 0.55 \text{ (coeficiente de rozamiento)}$$

$$(2) \times (9.75) \leq 12.2B - 1.49 \quad B \geq 3.02$$

Se elige $B = 3.1 \text{ m}$

$$\sum Mr = 6.1B^2 - 3.57 = 62.19 \text{ Tn/m}$$

$$\sum Mo = 20.25 \text{ Tn/m}$$

$$\sum Fv = 12.2B - 1.49 = 36.33 \text{ Tn/m}$$

Se debe cumplir que : $e < B/6$

$$B/6 = 0.52$$

$$e = 0.39 \quad 0.39 < 0.52 \quad \text{cumple}$$

Para optimizar nuestros resultados, $e=B/6$ ó lo más próximo posible.

B(m)	3.1	3	2.9	2.8	2.7
$\sum Mr = 6.1B^2 + 3.57$	62.19	58.47	54.87	51.39	48.04
$\sum Mo = 20.25 \text{ Tn/m}$	20.25	20.25	20.25	20.25	20.25
$\sum Fv = 12.2B - 1.49$	36.33	35.11	33.89	32.67	31.45
Excentricidad	0.39	0.41	0.42	0.44	0.466
B/6	0.52	0.5	0.48	0.46	0.45
	cumple	cumple	cumple	cumple	No cumple

Tabla 3.10 Optimización de resultados

$B = 2.8\text{mts}$ cumple con los requisitos pedidos tal como se aprecia en la tabla 3.10, la variación de 3.1 a 2.8m no afectará los factores de seguridad, seguirán siendo mayor que el mínimo pedido, $FSV \geq 1.5$ y $FSV \geq 1.5$.

Esta corrección se debe hacer cuando el valor de $B/6$ sea mayor que la excentricidad en un valor de 0.1 en adelante.

Se elige $B = 2.8 \text{ m}$

$$q(\text{punta}) = 21.82 \text{ tn/m}^2$$

$$q(\text{talón}) = 0.64 \text{ tn/m}^2$$

Diagrama de presión transmitida por el suelo hacia el bloque de concreto ciclópeo, tal como se observa en la fig.3.40.

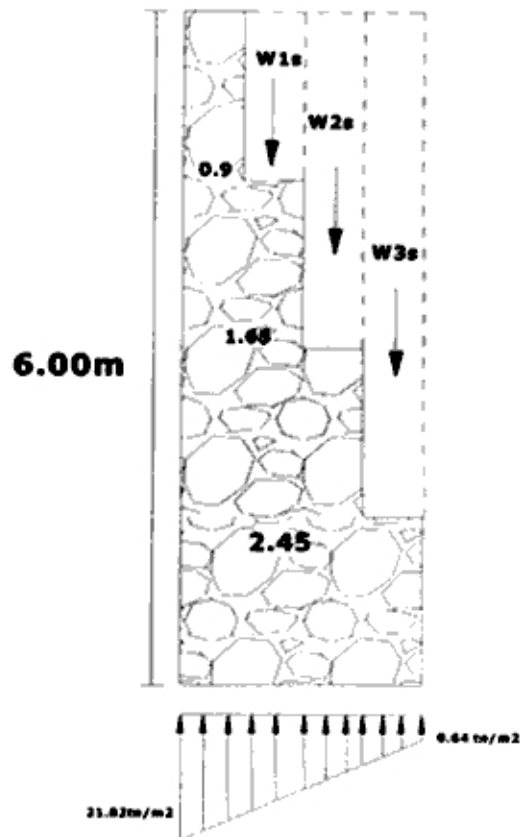


Figura 3.40 Diagrama de presión del suelo sobre el tramo 4

Capacidad de Carga (q_{ult})

$$q(\text{último}) = cN_c S_c + q_0 N_q + 0.5B(\gamma_s) N_\gamma S_\gamma$$

$$\phi = 37^\circ$$

$$N_c = 55.63$$

$$N_q = 42.92$$

$$N_\gamma = 66.19$$

$$S_c = S_\gamma = 1$$

$$\gamma_s = 2 \text{ tn/m}^3$$

$$B = 2.8 \text{ m}$$

$$q_0 = (\gamma)(D_f/2) = 6$$

$$q(\text{último}) = 442.85 \text{ tn/m}^2$$

$$q(\text{admisible}) = q(\text{último}) / 3$$

$$q(\text{admisible}) = 147.61 \text{ tn/m}^2$$

$$FS_{(\text{Capacidad} - \text{Por tante})} = \frac{q_{\text{admisible}}}{q_{\text{punta}}}$$

$$FS_{(\text{Carga Portante})} \geq 3$$

$$q(\text{punta}) = 21.82 \text{ tn/m}^2$$

$$FS(\text{cp}) = 147.61 / 21.82 = 6.72 \text{ cumple!!!}$$

El diseño de la calzada se aprecia en la fig.3.41.

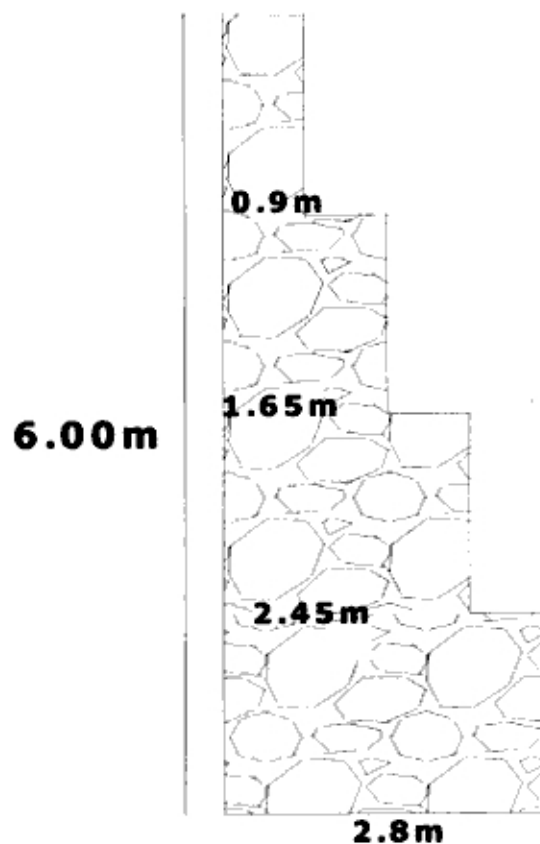


Figura 3.41 Diseño final de la calzada

Este es uno de los casos más críticos en el diseño de calzaduras, en el caso de calzar edificaciones con cimentación corrida o losa de cimentación se tendrá mayor fuerza vertical y por ende las dimensiones disminuirían.

En terrenos cohesivos el empuje de la tierra disminuiría y las dimensiones serían mínimas para el diseño, pero siempre cumpliendo con los factores de seguridad al volteo, deslizamiento y capacidad carga.

El suelo tipo conglomerado tiene una cohesión mínima, para ser conservadores en el diseño de la calzada se recomienda que la cohesión($c=0$)

Teóricamente no hay límites de altura y base de la calzada, pero en la práctica el límite es el factor económico y el proceso constructivo, por tal motivo se recomienda que la altura a calzar sea 2 sótanos o lo equivalente 6.5m y la base en el rango de B [2-2.5m].

No se puede excavar al día siguiente del paño recién vaciado, este proceso ocasionaría una inestabilidad y el concreto ciclópeo podría fallar, debido que todavía no alcanza la resistencia adecuada. Para avanzar más y justificar el tiempo que se pierde en la espera del fraguado del concreto ciclópeo, la fila puede alternarse con la otra fila paralela a calzar.

4.1 Alcances de la Norma Técnica en la construcción de calzaduras

De acuerdo a la norma técnica E-050 Suelos y Cimentaciones, existen diversos tipos de obras para el sostenimiento temporal y definitivo de un talud o edificación, entre estas tenemos la calzada.

6.5.2 Estructura de Sostenimiento

"Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las excavaciones efectuadas. Tienen por función prevenir las fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existentes en él, hasta que entre en funcionamiento las obras de sostenimiento definitivas"

También se menciona que las calzaduras están construidas por paneles alternados de concreto ciclópeo, estos paneles alternados son incrementados en su ancho cada vez que pasemos a construir la siguiente fila, la norma nos dice que el ancho inicial de la calzada debe ser igual que el cimiento por calzar.

"En el caso de las calzaduras el Contratista de la Obra no deberá permitir que éstas permanezcan sin soporte horizontal, por un tiempo tal que permita la aparición de deformaciones y fuerzas no previstas en el cálculo de las calzaduras (permanentes o eventuales) y que puedan producir el colapso de las mismas"

En el caso de la construcción de una calzada se debe hacer un monitoreo permanente de la cimentación vecina, pero lo más importante es detectar las

fugas de agua, generadas por rotura de tuberías o filtraciones de otro índole, de no detectarse este problema la calzada puede colapsar aún estando apuntalada tal como se aprecia en la fig. 4.2

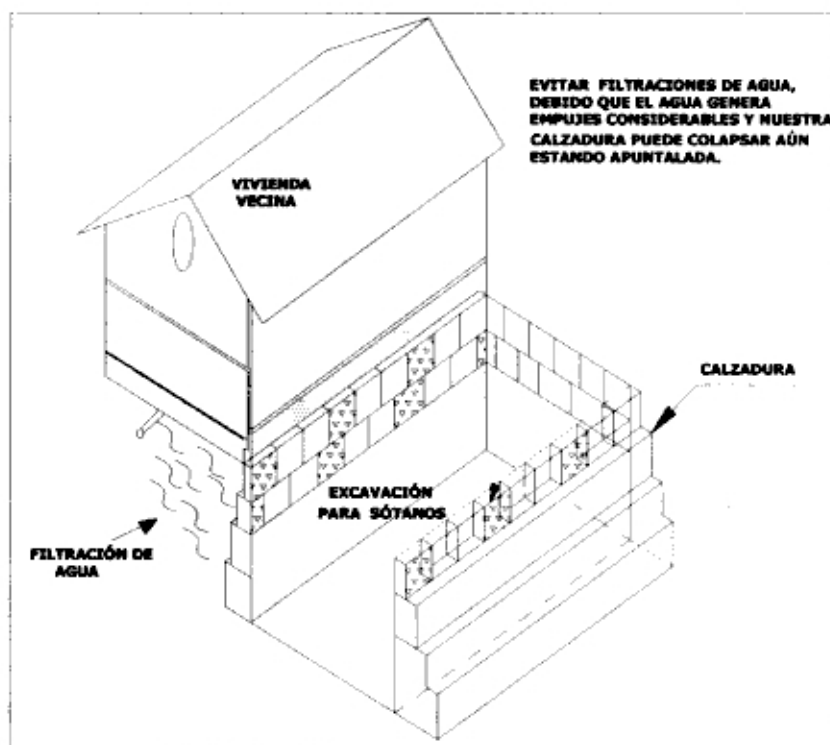


Figura 4.2 Filtración de agua

Los paños de calzada se incrementan conforme se este a mayor altura, en varios casos reportados no se incrementan los bloques generando colapso de la calzada (ver anexo 4), estos muros son inestables debido que la presión del suelo va aumentando a mayor profundidad tal como se aprecia en la fig.4.3,

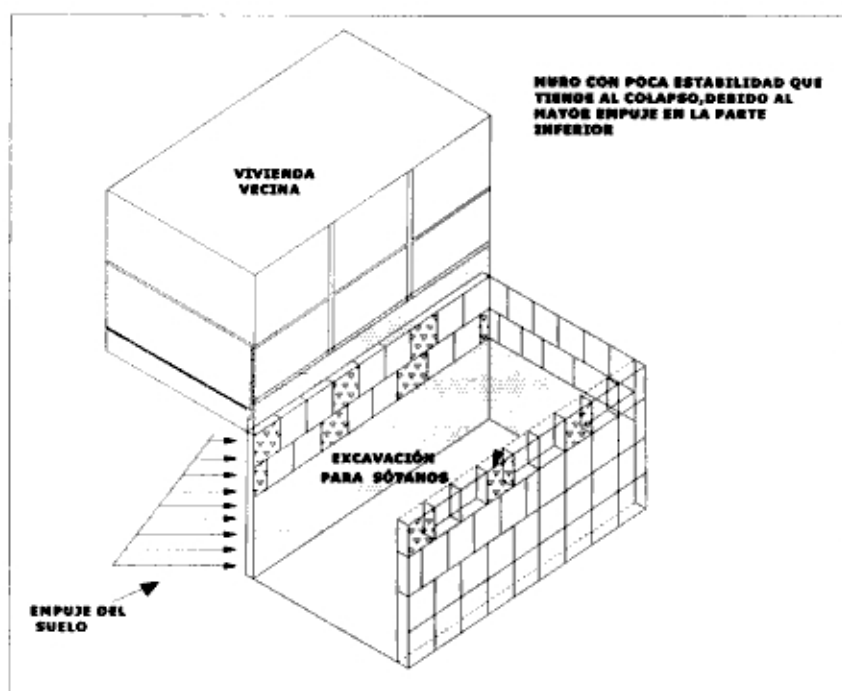


Figura 4.3 Empuje del suelo sobre un muro inestable

4.2 Entibamiento y apuntalamientos de Excavaciones

Un entibamiento y apuntalamiento proyectado correctamente puede reducir el cambio en la presión lateral del material adyacente a la excavación, por lo tanto, es capaz de reducir los asentamientos a un valor que puede considerarse como mínimo para un trabajo particular, los asentamientos pueden dañar estructuras adyacentes, uno de los deberes principales del ingeniero es asegurar que el método propuesto para apuntalar las excavaciones sea capaz de reducir los asentamientos a valores tolerables.

4.2.1 Excavaciones poco profundas

En muchas áreas de edificios por construir las excavaciones se prolongan hasta los linderos de la propiedad o son adyacentes a otras en la que existen estructuras. Bajo estas circunstancias, los frentes de las excavaciones deben hacerse verticales.

Si la profundidad de la excavación no es mayor de 4m, comúnmente se acostumbra hincar tabloncillos verticales alrededor del límite de la excavación propuesta a los que se llama forro. La profundidad de hincado de los tabloncillos verticales se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación como se aprecia en la fig.4.4.

El forro se mantiene en su lugar por medio de vigas horizontales llamadas largueros, que a su vez están soportados generalmente por puntales horizontales que se extienden de costado a costado en la excavación. Los puntales son usualmente de madera, pero si la excavación no tiene más de 1.5m de ancho, se usan comúnmente tubos metálicos que se pueden alargar llamados puntales. Si la excavación es demasiado ancha para poder usar puntales que se extiendan a lo largo de todo el ancho, los largueros pueden apoyarse en puntales inclinados llamados rastras. Para su uso se requiere que el suelo en la base de la excavación sea lo suficientemente firme para que dé el soporte adecuado a los miembros inclinados.

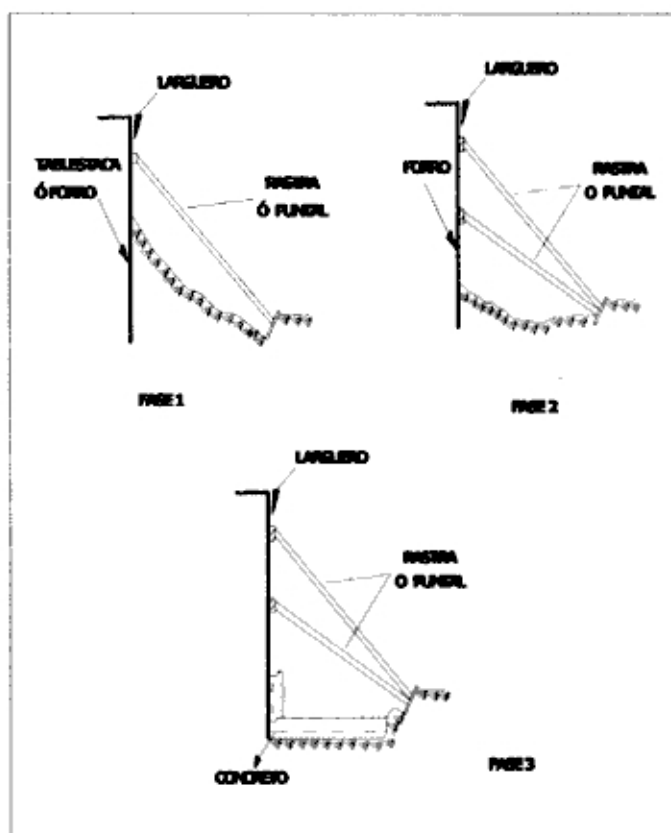


Figura 4.4 Fases de excavación y apuntalamiento

4.2.2 Excavaciones profundas

Cuando la profundidad de la excavación es mayor que 4m, el uso de forros de madera se hace antieconómico y se emplean comúnmente otros métodos para entibar y apuntalar. En uno de los procedimientos, se hincan tablestacas de acero alrededor del límite de la excavación, al ir extrayendo el suelo del recinto formado por las tablestacas, se insertan largueros puntales.

Los tipos de de tablestacas que comúnmente se usan para este objeto son:

Alma plana, alma curva, perfil Z como se muestra en la fig. 4.5

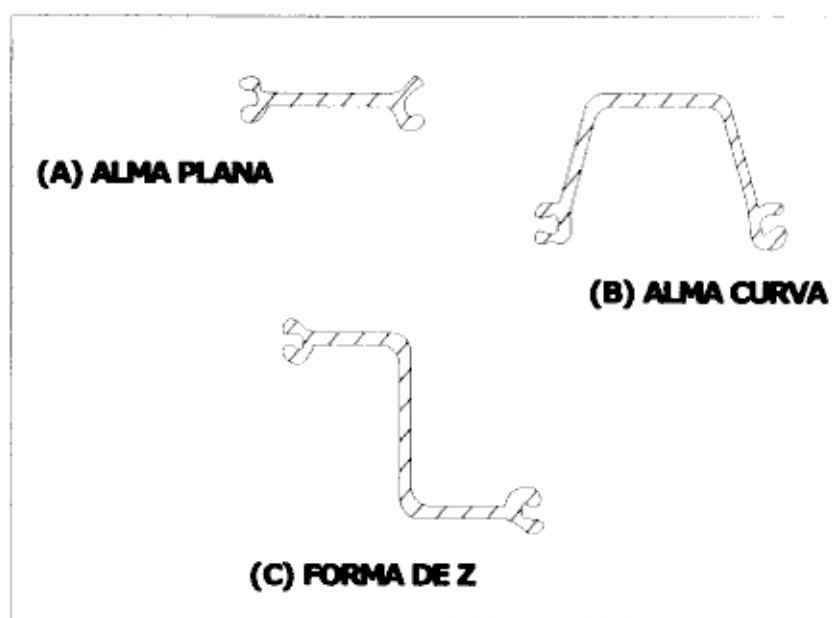


Figura 4.5 Tipo de tablestacas

El orden de resistencia y rigidez de los tipos de tablestaca son:

$$C > B > A$$

En consecuencia, se usan los tipos A y B en excavaciones de poca profundidad y el tipo C para las excavaciones más profundas, o para aquellas en que se espera tener presiones muy grandes.

Cuando la excavación se ha profundizado unos metros, se insertan largueros y puntales, como se muestra en la (fig. 4.6), los largueros comúnmente son de

acero, y los puntales pueden ser de acero o de madera, luego se instala otro juego de largueros y puntales en un nivel inferior de la excavación, este proceso continúa hasta que termina la excavación. En la mayor parte de los suelos es aconsejable hincar las tablestacas varios metros abajo del fondo de la excavación para evitar los bufamientos locales.

El bufamiento es el fenómeno que se presenta en una excavación, consiste en la elevación del nivel del terreno en la superficie excavada.

Es importante proporcionar apoyo vertical al apuntalamiento, esto puede hacerse manteniendo postes abajo del sistema de apuntalamiento para que trasmitan su peso al suelo o sujetando el apuntalamiento a vigas que se extiendan a través del borde superior del corte.

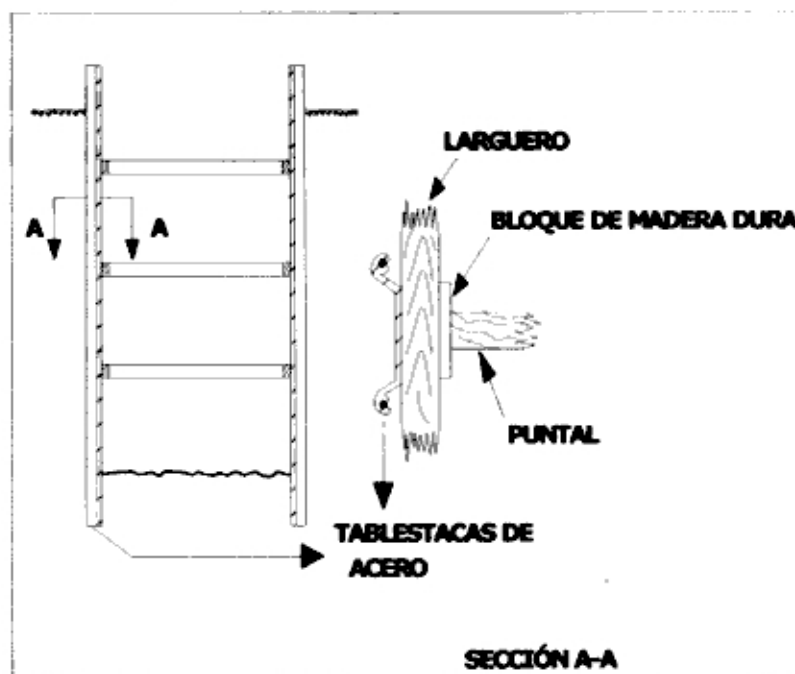


Figura 4.6 Apuntalamiento con tablestaca y corte de A-A

En la mayor parte de los suelos, puede exponerse una cara vertical de varios metros cuadrados sin peligro que el terreno sufra colapso, entonces es posible eliminar las tablestacas para reemplazarlas con una serie de pilotes H colocados con una separación de 1 a 3 m, estos pilotes verticales, se hincan con sus patines paralelos a los costados de la excavación como se muestra en la fig.4.7

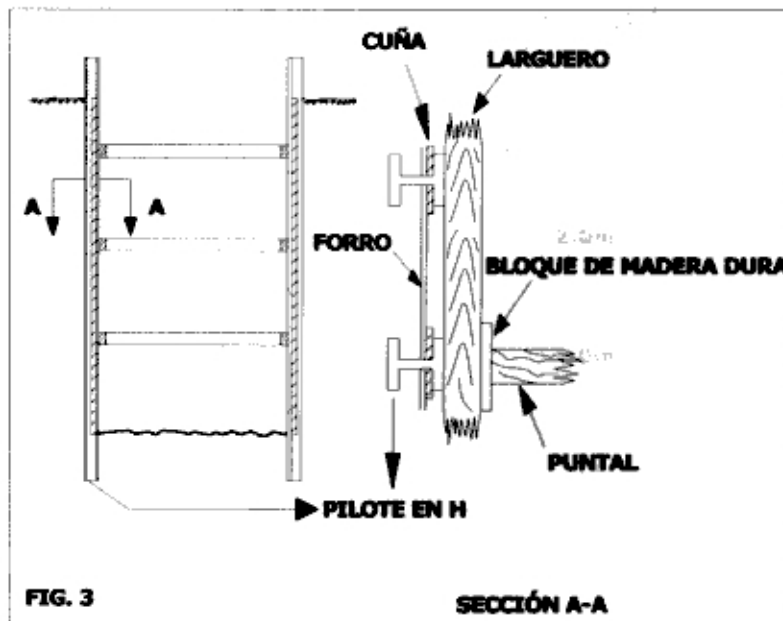


Figura 4.7 Apuntalamiento con pilote H y corte de A-A

4.3 Aplicación

El apuntalamiento se realizará por la distribución de terzaghi como se muestra en la fig. 4.8.

Datos $Y_s = 1.8 \text{ ton/m}^2$,

$\phi = 35^\circ$

$H = 8.5 \text{ mts.}$

Y_s = Peso unitario del suelo

ϕ = Angulo de fricción

H = Altura a entibar

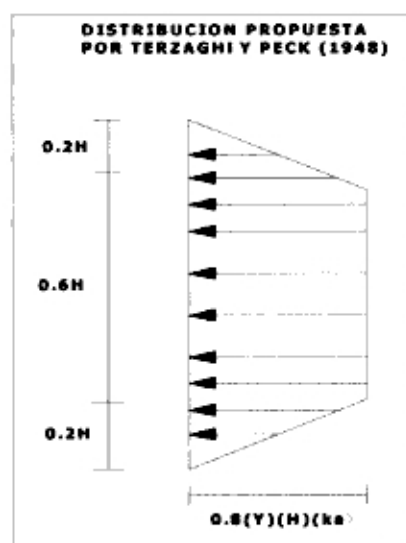


Figura 4.8 Distribución de fuerzas propuesta por terzaghi

La distribución de los puntales según la teoría de terzaghi se aprecia en la fig.4.9.

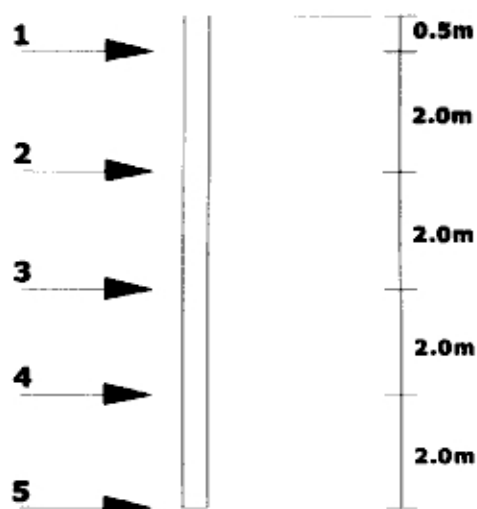


Figura 4.9 Distribución de puntales

Hallamos el K_a , para $\phi = 35^\circ$

$$K_a = \frac{1 + \sen\phi}{1 - \sen\phi}$$

$$K_a = 0.272$$

La presión máxima esta dada por: $P_{\text{máx}} = (0.8)(Y)(k_a)(H)$ como se aprecia en la fig.5.0

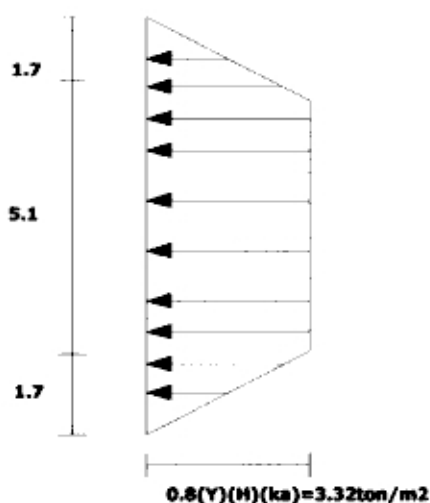


Figura 4.10 Distribución de fuerzas en la aplicación

$$P_{\text{máx}} = (0.272)(1.8)(8.5)(0.8) = 3.32 \text{ tn/m}^2$$

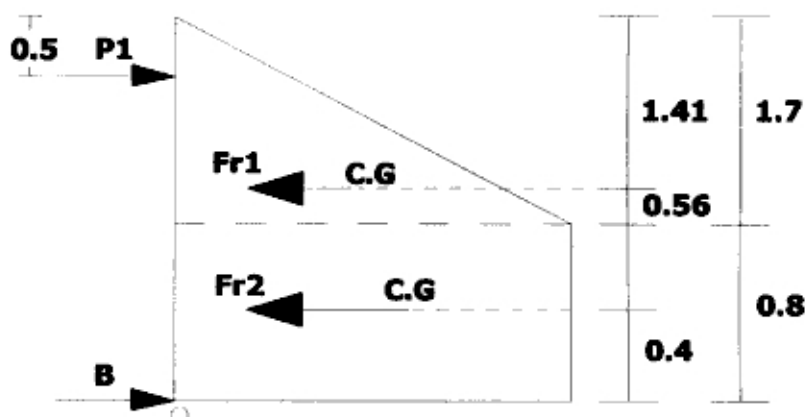


Figura 4.11 Distribución de fuerzas en el primer tramo.

Se calculan las fuerzas $Fr1$ y $Fr2$

$$Fr1 = (1/2)(1.7)(3.32) = 2.82 \text{ tn.}$$

$$Fr2 = (3.32)(0.8) = 2.65 \text{ tn.}$$

Se toman momentos respecto a "O"

$$2(P1) = 2.82(1.36) + 2.65(0.4)$$

$$P1 = 2.45 \text{ tn/m}$$

$$B = 2.65 + 2.82 - 2.45$$

$$B = 3.02 \text{ tn/m}$$

Distribución de fuerzas en la parte central del apuntalamiento tal como se aprecia en la fig.5.2.



Figura 4.12 Distribución de fuerzas en la parte central del entibamiento

$$Fr3 = 2(3.32)$$

$$Fr3 = 6.64 \text{ tn/m}$$

$$C = D = 3.32 \text{ tn/m}$$

Distribución de fuerzas en la parte final del apuntalamiento tal como se aprecia en la fig.5.3

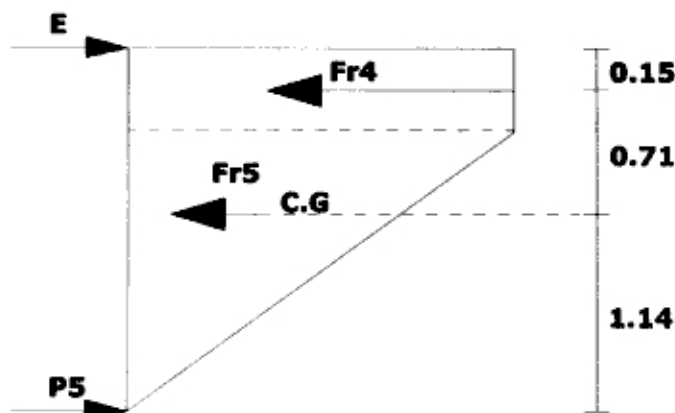


Figura 4.13 Distribución de fuerzas en la parte final del entibamiento.

$$Fr4 = (0.3)(3.32)$$

$$Fr4 = 0.99 \text{ tn/m} \quad Fr5 = 2.82 \text{ tn/m}$$

Se debe superponer los resultados para poder hallar las fuerzas totales en cada puntal.

$$P1 = 2.45 \text{ tn/m}$$

$$P2 = 3.02 + 3.32 = 6.34 \text{ tn/m}$$

$$P3 = 2(3.32) = 6.64 \text{ tn/m}$$

$$P4 = 3.32 + 2.59 = 5.91 \text{ tn/m}$$

$$P5 = 1.28 \text{ tn/m}$$

Los puntales están situados a intervalos de 2mts según el muro, las cargas que corresponden a cada puntal son :

$$P1 = 5 \text{ tn}$$

$$P2 = 12.7 \text{ tn}$$

$$P3 = 13.3 \text{ tn}$$

$$P4 = 12 \text{ tn}$$

$$P5 = 2.6 \text{ tn}$$

4.4 Procedimiento constructivo para diferente tipo de cimentación

En el proceso constructivo de la calzada sólo se estudia las cimentaciones de cimiento corrido, losa de cimentación y sistema de pórticos, debido que las demás cimentaciones son combinaciones de las cimentaciones ya antes mencionadas.

i) Cimentación corrida

El proceso constructivo de la calzada en un cimiento corrido, indica que las calzaduras se ejecutan excavando zanjas de forma rectangular, a intervalos bajo la cimentación vecina, estas zanjas se rellenan con concreto hasta la parte inferior de la cimentación existente. Se construye una franja continua unida a otra antigua y colocada a la profundidad requerida. Las longitudes que queden sin apoyo por la formación de los paneles alternados se distribuyen por igual a lo largo de la zona de calzada y se recomienda dejar dos espacios libres como mínimo antes de empezar a excavar el siguiente panel.

Cuando el muro vecino esta excesivamente cargado, se recomienda que la longitud sin apoyo en cualquier punto dado no debe exceder a un cuarto o un quinto de la longitud total, además de tomarse la precaución de apuntalar adecuadamente la coronación del muro.

En algunos casos, como en la fase final en la calzada se suele llevar una inyección de lechada de cemento a presión en las líneas recurrentes entre la obra antigua y obra nueva, este proceso hace que el terreno bajo la nueva cimentación se vea sometido a esfuerzos previos, pero puede resultar ventajoso en cimentaciones anchas o de formas irregulares en las que es difícil asegurar la distribución completa del concreto bajo la estructura, sin embargo se considera que el vaciado de concreto prácticamente seco proporciona mayor solidez que un concreto fluido.

En el caso de cimentación corrida el ancho inicial de nuestra calzada será igual al ancho de la cimentación por calzar, además de ir aumentando el espesor conforme pasemos a la siguiente fila.

ii) Losa de Cimentación

El proceso constructivo es muy similar al del cimiento corrido, este sistema de losa de cimentación se debe analizar con cuidado, debido que la distribución de las cargas. La norma técnica no especifica el ancho inicial a calzar, este ancho y las recomendaciones en su proceso constructivo deben ser dadas por el profesional encargado del diseño.

Este caso de losa de cimentación es poco frecuente, debido que este sistema estructural es poco utilizado en conglomerado, la losa de cimentación mayormente es utilizada en suelos que generan asentamientos o de baja capacidad portante.

iii) Sistema de Pórticos

El sistema de pórticos con zapatas aisladas es muy complicado de calzar, debido que la cimentación no es constante a diferencia del cimiento corrido ó la losa de cimentación, los pórticos prácticamente están soportando todo el peso de la estructura, en el proceso constructivo no podemos dejar sin calzar la zapata, ¿Cuál es el ancho inicial a calzar?, se debe tomar el ancho adecuado para no ocasionar un giro en la zapata o generar un asentamiento que traería daños a la vivienda vecina.

Se recomienda calzar todas las zapatas y el resto de la cimentación calzarla como un cimiento corrido, este caso es muy crítico debido que el pórtico no debe exceder el asentamiento dado por la norma técnica.

Se debe tener cuidado en el vaciado del concreto ciclópeo y realizarlo con una canaleta tal como se aprecia en la fig. 4.10, debido que un mal vaciado genera espacios vacíos que pueden producir asentamientos y por tanto fallas en la estructura vecina, para evitar esta clase de asentamientos se debe utilizar una rampa de vaciado, dejando un rebose para poder evitar poder la contracción del concreto que es aproximadamente 1/3mm.

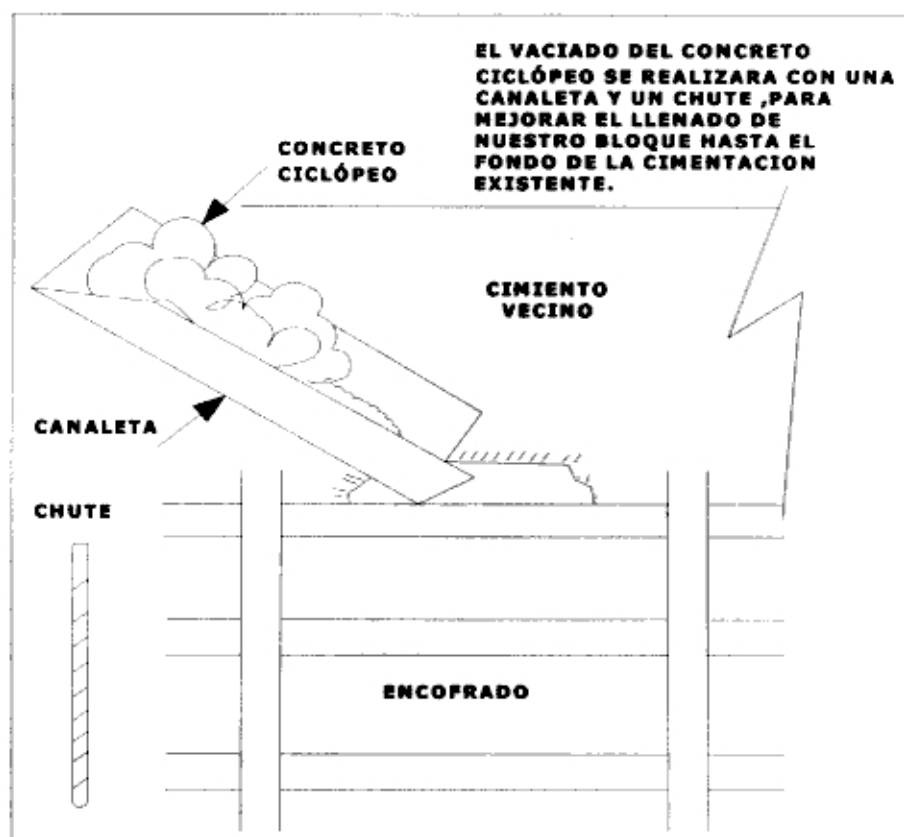


Figura 4.14 Vaciado del concreto ciclópeo con canaleta

En el proceso constructivo se debe evitar que la excavación de los paneles sea intercalada, el procedimiento es: se excava un panel y se deja 2 libres, en mejor de los casos se excava un panel dejando 3 libres, estos procedimientos son muy pocos conocidos debido que la mayoría de personas, ingenieros, maestros de obra realizan excavaciones alternadamente, un panel excavado y otro sin excavar, este procedimiento en muchos casos genera que la mitad de la longitud de la cimentación vecina este sin calzar y por tanto la estructura podría tener algún asentamiento, se debe tomar en consideración estas pautas, no dejar mucho tiempo las excavaciones al aire libre, se debe vaciar lo más pronto posible el concreto ciclópeo para evitar los asentamientos.

La excavación de paneles y su correcta secuencia se aprecia en la fig.4.11, el tipo "A" es el más común, el "B" se utiliza en longitudes grandes y de mayor peso a calzar.

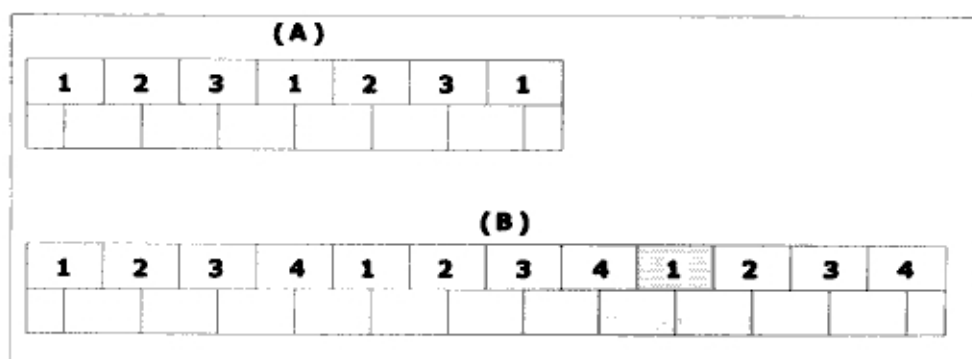


Figura 4.15 Secuencia de excavación de los paneles

En la segunda fila se debe desplazar $\frac{1}{2}$ panel con respecto de la primera fila y seguir con los paneles alternados de la manera adecuada, la segunda fila se comenzará a realizar siempre y cuando la primera fila este terminada por completo, tal como se aprecia en la fig.4.12.

Se recomienda construir calzaduras en lados laterales o lados paralelos al predio, evitando la excavación donde converjan dos cimentaciones diferentes o iguales.

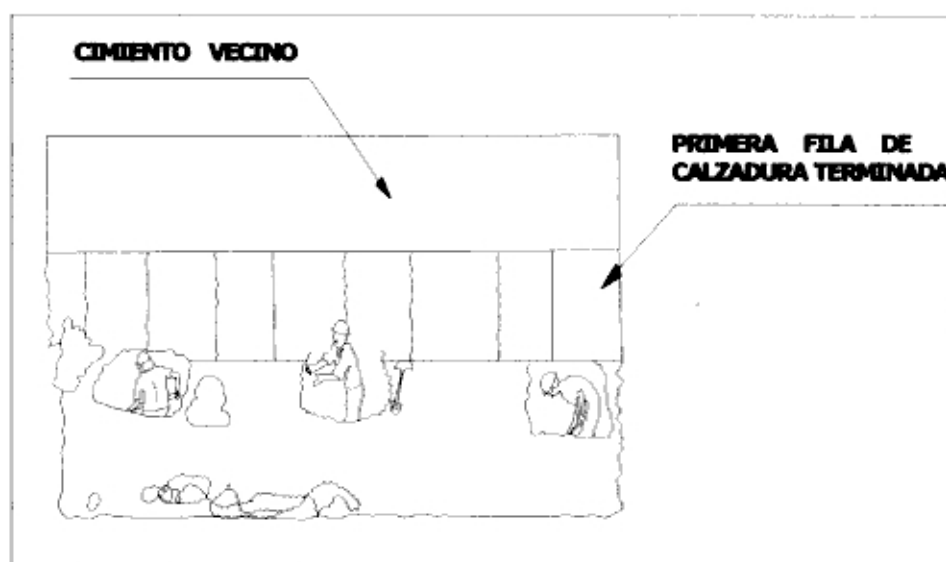


Figura 4.16 Excavación de la segunda fila desfasando $\frac{1}{2}$ paño

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha descrito el proceso de diseño y construcción de calzaduras, alcances de la norma técnica, normas del código civil que regulan el derecho de propiedad y respeto a las propiedades vecinas.

- Este sistema estructural es muy eficiente en un suelo conglomerado compacto sin presencia de agua, no se debe generalizar para otro tipo de suelo, en caso contrario se podría presentar una falla en la calzada y/o la propiedad vecina.
- Se debe tener una adecuada programación en el proceso de excavación y vaciado de los paneles alternados.
- Este sistema estructural, está diseñado principalmente para soportar cargas verticales y las fuerzas horizontales son tomadas por su peso.
- Se concluye que se debe evitar toda presencia de agua, ya sea como filtración o nivel freático, debido que el esfuerzo horizontal aumenta considerablemente y puede hacer fallar la calzada.
- En las calzaduras comunes se invade el terreno vecino, con lo cual se debería conciliar con los propietarios de los terrenos colindantes al nuestro, para evitar problemas.
- La falta de exigencia del plano de calzada, genera informalidad en su diseño y construcción provocando accidentes que lamentar.
- La vivienda vecina después de estar calzada queda mejor sostenida, ya que se lleva sus cimientos a un nivel donde la capacidad portante es mayor, y el talón de la calzada será como una zapata grande de dicha cimentación.

RECOMENDACIONES

- Antes del proceso constructivo de la calzada se recomienda fotografiar el estado las propiedades vecinas, para luego verificar si hubo algún cambio o daño en la estructura.
- El concreto de la calzada se acortará aproximadamente $1/3$ mm por metro de altura en un plazo del orden de 7 días, causando asentamientos en la construcción existente, se recomienda dejar un rebose de concreto para poder evitar este acortamiento.
- Se recomienda evitar realizar la calzada en presencia de agua, como filtración o nivel freático alto, debido que el agua genera mayor fuerza de empuje.
- Se debe evitar la construcción de la calzada en cualquier tipo de suelo, la calzada tiene un buen comportamiento en conglomerado compacto, como es el suelo de Lima, no debemos generalizar esta construcción a otras ciudades con diferente tipo de suelo.
- En la construcción de la calzada los paneles sin apoyo debido a la excavación, en ningún caso la suma de las longitudes sin apoyos debe exceder un tercio de la longitud total por calzar.
- Si la cimentación vecina está excesivamente cargada, se recomienda que la longitud sin apoyo no debe exceder un cuarto o un quinto de la longitud total a calzar.
- Las calzaduras, son muros de contención en voladizo y como tales, tienen desplazamientos laterales en la parte superior (giro), Estos giros y deformaciones son los que activan el empuje (cuña de falla), se recomienda que el apuntalamiento en la zona de coronación de nuestra calzada para evitar estos daños.

BIBLIOGRAFÍA

- 1- Alva Hurtado, Jorge, Seminario: "Diseño y Construcción de Calzaduras", Colegio de Ingenieros del Perú
Lima - Perú (2008)
- 2- Alva Hurtado, Jorge, Conferencia: " Sistema de soporte lateral de Calzaduras", Colegio de Ingenieros del Perú
Lima – Perú Marzo(2009)
- 3- Blanco Blasco, Antonio, Conferencia: " Calzaduras"
Lima – Perú Junio(2008)
- 4- Braja M. DAS, "Principio de Ingeniería de Cimentaciones"
Editorial Internacional Thomson
Cuarta Edición, México (1999)
- 5- Carrillo Gil ,Amaldo, "Estabilidad y Comportamiento de los Suelos "
Editorial CONCYTEC (Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología)
Lima - Perú (1990)
- 6- Carrillo Gil ,Amaldo, Revista "El Ingeniero Civil "
Lima - Perú (1979)
- 7- Casabonne R. Carlos , Zegarra Ciquero Luis, Morales Morales Roberto, Aranís García-Rosell César,
Seminario: " Diseño y Construcción de Calzaduras"
Colegio de Ingenieros del Perú, Lima – Perú (1996)
- 8- Castañeda Núñez , Rosario ,Tesis : "Sostenimiento de Excavaciones para Sótanos en Suelos granulares gruesos de la ciudad de Lima", Biblioteca: Facultad de Ingeniería Civil. UNI
Lima – Perú (1998)

- 9 - Como Hacer Bien y Fácilmente, "Manual del Residente de Obra "
Editorial Trillas, México (2002)
- 10 - I Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica , "Excavaciones profundas y Calzaduras en Suelos Granulares Gruesos"
Santiago – Chile (1982)
- 11 - IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil , Carrillo Gil Arnaldo, Ríos Jiménez Raúl, "Problemas de Excavaciones Profundas en la Ciudad de Lima", Lima – Perú (1982)
- 12- Frederick S. Merrit, "Manual del Ingeniero Civil "
Editorial McGraw-Hill, México (1987)
- 13- Martínez Vargas José, Olarte Navarro Alberto,
Estudio: "Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Lima y Callao"
CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres), Lima – Perú Mayo (2005)
- 14- Martínez Vargas, José, Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica, "Conglomerado de Lima Metropolitana en Cimentaciones"
Lima – Perú Agosto (2007)
- 15- Pérez Mendoza, Mario, Tesis : "Características de los Suelos de Cimentación de Lima y Callao", Biblioteca: Facultad de Ingeniería Civil. UNI, Lima - Perú (1976)
- 16- Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E)
E-0.50 Suelos y Cimentaciones
E-0.20 Cargas
E-0.60 Concreto Armado
- 17- Rivera Porlles, Fabián , "Calzaduras "
Biblioteca: Facultad de Ingeniería Civil. UNI, Lima – Perú (1997)

- 18- Peck B. Ralph, Hanson E. Walter, Thornburn H. Thomas
"Ingeniería de Cimentaciones ", Editorial Limusa, México (1991)
- 19 - Peña Villarreal, Roberto Eugenio , "Obras de Sosténimiento de
Taludes Expuestos durante el Proceso Constructivo de un
edificio de 20 pisos y 6 Sótanos", Biblioteca: Facultad de
Ingeniería Civil. UNI, Lima - Perú (1998)
- 20 - Vargas Gallegos Héctor, Jiménez Ríos Raúl, Russell Casabonne
Carlos, Lavatelli U. Carlos, Barrón Icochea Guillermo, Ortiz Arango
Séptima Edición, "Manual de Obra", Lima – Perú Mayo 1992