

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN DE GRADO

**“ENCEPADO Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CIMENTACIONES PROFUNDAS,
APLICADO AL PROYECTO PUENTE BAHIA, UBICADO EN BAHIA DE
CARAQUEZ”**

AUTOR:

DANIEL NOBOA ARREGUI

QUITO, 2010

Resumen Ejecutivo

El puente que une las ciudades Bahía de Caráquez – San Vicente posee tres secciones de análisis que son: Acceso Bahía, Tramo Central y Acceso San Vicente con una longitud total aproximada de 2Km de largo. Este proyecto de investigación se desarrolló para las pilas P7, P11 y P44 del Tramo Central, el cual atraviesa el lecho marino del Río Chone y se encuentra formado por 38 pilas y una separación de 45m entre ellas. A continuación se presentan el contenido sobre el cual se desarrollo este proyecto:.

Pilotes

- Análisis estructural de los esfuerzos a la compresión y a la flexo-compresión para las combinaciones de cargas transmitidas por la superestructura, dentro de los rangos que las diferentes normas de diseño establecen.
- Análisis de la resistencia al esfuerzo cortante que actúa sobre los pilotes.

Columnas-Tapón

- Diseño estructural y refuerzo de las columnas de hormigón colocadas dentro de los pilotes de acero para controlar la corrosión producida por efectos climáticos y de medio-ambiente.
- Análisis de la resistencia a esfuerzos de compresión, flexo-compresión y cortante producido por las cargas de diseño transmitidas por la superestructura.

Encepado

- Diseño estructural para el sistema de encepado adoptado (vigas-zapatatas), de acuerdo a las: condiciones de carga, secciones de hormigón y peso propio.

- Diseño y análisis de refuerzos longitudinales y transversales de las secciones de hormigón seleccionadas para resistir los esfuerzos a flexión y al corte.

Tabla de Contenidos

Resumen Ejecutivo.....	iii
CAPITULO I	1
CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Clasificación y tipos de pilotes.....	3
1.2.1 Por la forma de transmitir la carga al terreno.....	4
1.2.2 Por la forma de puesta en obra con respecto al terreno.....	4
1.2.3 Por el lugar de fabricación y la forma de ejecución	5
1.2.4 Por su material	6
1.2.4.1 Pilotes de madera.....	7
1.2.4.2 Pilotes de Acero.....	9
1.2.4.3 Pilotes de Hormigón	11
1.2.5 Por su forma de funcionamiento	13
1.2.5.1 Pilotes a Punta	13
1.2.5.2 Pilotes a Fricción	14
1.2.5.3 Pilotes a Punta-Fricción.....	15
1.3 Selección de pilotes según las características del suelo y económicas.....	16
1.3.1 Referencias de costos en pilotes.....	16
1.3.2 Selección Materiales	18
1.4 Suelo de Cimentación	19
1.4.1 Características de los suelos	19
1.4.2 Métodos de exploración geotécnica.....	28
CAPITULO 2: DISEÑO ESTRUCTURAL.....	38
2.1 Consideraciones generales de diseño	38
2.2 Pilotes de Acero.....	39
2.2.1 Factores de Resistencia.....	39
2.2.2 Resistencia a la compresión.....	41

2.2.3	Resistencia combinada a compresión y flexión	43
2.2.4	Pandeo	44
2.3	Pilotes de acero tipo H	46
2.3.1	Esfuerzos de diseño	46
2.3.2	Esfuerzos de hincado	46
2.4	Pilotes tipo tubo	47
2.4.1	Esfuerzo de Diseño.....	47
2.4.2	Esfuerzo de Hincado	48
2.5	Pilotes tipo tubo rellenos de hormigón	48
2.5.1	Esfuerzos de Diseño	48
2.5.2	Esfuerzos de Hincado.....	49
2.6	Pilotes de Hormigón	50
2.6.1	Generalidades	50
2.6.2	Pilotes prefabricados	51
2.6.2.1	Dimensiones del pilote.....	51
2.6.2.2	Refuerzo de acero	51
2.6.3	Pilotes in-situ.....	52
2.6.3.1	Dimensiones del pilote.....	53
2.6.3.2	Acero de Refuerzo.....	53
2.6.4	Fórmulas para el diseño de pilotes bajo carga axial	54
2.6.5	Fórmulas para el diseño de pilotes bajo carga axial y momentos	55
2.7	Requerimientos Sísmicos	57
2.7.1	Zona 1.....	57
2.7.2	Zona 2.....	57
2.7.2.1a	Generalidades	57
2.7.2.1b	Pilotes fundidos in-situ.....	58
2.7.2.1c	Pilotes prefabricados	59
2.7.3	Zonas 3 y 4	59
2.7.3.1a	Generalidades	59
2.7.3.1b	Longitud de confinamiento.....	59

2.7.3.1c Radio volumétrico para confinamiento.....	60
2.7.3.1d Pilotes fundidos in-situ.....	60
2.7.3.1e Pilotes prefabricados	61
2.7.4 Esfuerzos de Diseño	61
2.7.5 Esfuerzos de Hincado.....	61
CAPITULO 3: ENCEPADO DE PILOTES	62
3.1.....	62
Generalidades	62
3.2 Determinación de la geometría	63
3.2.1 Determinación del número de pilotes	66
3.3 Hipótesis fundamentales de diseño	69
3.4 Distribución de cargas para pilotes en grupo	71
3.5.1 Diseño de encepado para tres pilotes	81
3.5.2 Diseño de encepados para 5 o más pilotes.....	84
Cálculo del área de refuerzo en el encepado.....	86
3.6.1 Chequeo del esfuerzo de corte en el encepado	87
3.6.2 Chequeo por punzonamiento en el encepado	89
Pilotes Inclinaados en encepados	91
3.5.1 Uso de pilotes inclinados	93
CAPITULO 4	96
DETERMINACION DE CAPACIDAD DE CARGA	96
4.1 Descripción y antecedentes del proyecto.....	96
4.1.1 Geometría del puente.....	96
4.1.2 Delimitación del proyecto.....	98
CAPITULO 5: RESULTADOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	100
5.1 Diseño estructural Pilotes.....	100
5.1.1 Resumen Pila 7.....	100
5.1.1.1 Diseño a la compresión y flexo-compresión	101
5.1.1.2 Diseño esfuerzo a corte.....	101
5.1.2 Resumen Pila 11.....	102

5.1.2.1	Diseño a la compresión y a la flexo-compresión	102
5.1.3	Resumen Pila 44	103
5.1.3.1	Diseño a la compresión y a la flexo-compresión	103
5.1.3.2	Diseño refuerzo a corte	104
5.2	Diseño estructural Columnas- Tapón	105
5.2.1	Resumen Pila 7	105
5.2.1.1	Momentos de Diseño	
5.2.1.2	Diseño refuerzo a corte	105
5.2.1.2	Diseño refuerzo a corte	106
5.2.2	Resumen Pila 11	107
5.2.2.1	Momentos de Diseño	107
5.2.3	Resumen Pila 44	108
5.2.3.1	Momentos de Diseño	108
5.2.3.2	Refuerzo a corte	109
5.2.3.2	Refuerzo acero columna	110
5.3	Diseño estructural y distribución geométrica Vigas-Zapatas	111
5.3	Diseño estructural y distribución geométrica Vigas-Zapatas	111
5.3.1	Distribución geométrica viga	111
5.3.2	Resumen Pila 7	112
5.3.2.1	Refuerzo Longitudinal	112
5.3.3	Resumen Pila 11	114
5.3.3.1	Refuerzo Longitudinal	114
5.3.4	Resumen Pila 44	116
5.3.4.1	Refuerzo Longitudinal	116
5.3.5	Resumen Pila 7,11 y 44	118
5.3.5.1	Diseño refuerzo a corte y superficial.	118
Capítulo 6:	Conclusiones y Recomendaciones	119
6.1	Conclusiones	119
6.2	Recomendaciones	125
BIBLIOGRAFÍA.....		128

Anexo 1	129
Cálculos de los diseños estructurales	129
Anexo 2	147
Fotos Puente Bahía-San VicentePILOTES DE ACERO	147
PILOTES DE ACERO	148
Anexo 3	158
Esquema gráfico puente Bahía-San Vicente	158

CAPITULO I

CIMENTACIONES PROFUNDAS

1.1 Generalidades

La utilización de pilotes ha existido tanto en épocas recientes como remotas, en pueblos de muy diversos niveles culturales. Los asentamientos antiguos de mayor concentración, y por tanto los yacimientos arqueológicos más importantes, se encuentran en los lagos de Suiza y en las zonas colindantes de Alemania, Francia e Italia en donde se encontraron vestigios de civilizaciones antiguas que construyeron sus viviendas sobre palos de madera a manera de pilotes para evitar de esta manera que tribus invasoras o animales salvajes puedan acceder a su ubicación y atacarlos. En Italia tenemos Venecia, ciudad localizada entre las desembocaduras de los ríos Po y Piave, en el extremo septentrional del mar Adriático, debido a su situación geográfica esta ciudad se construyó sobre pilotes en suelos pantanosos y de baja calidad que gracias a estas técnicas de construcción pudo convertirse en una potencia naval y comercial; en algunas zonas de China, norte de Indonesia y América del Sur existen importantes construcciones que usaron pilotes para edificar sus viviendas sobre estuarios de los ríos Orinoco y Amazonas, en lagos de Venezuela y en Chile. A principios del siglo XVI, el navegante italiano Américo Vesputio asoció los palafitos del lago venezolano de Maracaibo con las viviendas de Venecia, y por eso llamó 'Venezuela' (pequeña Venecia) a este país,

En la antigüedad las estructuras sobre postes o pilotes, resultaban, bastante resistentes en climas más duros y muy adaptables a diferentes fondos lacustres, ya que se apilaban piedras alrededor de las bases y a éstas se podían acoplar andamios de troncos a las bases de los pilotes con el fin de evitar que se hundieran demasiado en suelos menos resistentes. Los constructores de la edad de piedra fabricaron asentamientos de tamaño considerable, como el de Wangen, Suiza, en el que se utilizaron más de 50.000 pilotes. Sin embargo, hasta la edad del bronce, época en que se fabricaron hachas capaces de talar árboles de un diámetro superior a los 15 cm, las viviendas lacustres sobre pilotes no alcanzaron su auge en cuanto a perfección y estabilidad.¹

En la actualidad las pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto y/o madera, los cuales se hincan al suelo para ser usados como cimentaciones profundas, cuando la calidad del suelo en los estratos superficiales es mala y realizar una cimentación superficial puede ser excesivamente costosa, de esta manera se trata de brindar una correcta estabilidad a la superestructura que se va a localizar sobre esta.

A pesar de que se han desarrollado varios estudios y modelos teóricos, sumados a estos un gran número de experiencias de campo y datos empíricos para poder determinar el verdadero comportamiento de las cimentaciones sobre pilotes no se ha podido llegar a una única teoría real debido a las diferentes condiciones que poseen los suelos o estratos dentro de los cuales se va a asentar dicha cimentación.²

¹ Microsoft ® Encarta ® 2009. © 1993-2008 Microsoft Corporation. Reservados todos los derechos

² Andino Carlos, Jurado Mario. *Tesis Cimentaciones Sobre Pilotes*. Quito-Ecuador, 1997

1.2 Clasificación y tipos de pilotes

Los pilotes son elementos constructivos largos de forma cilíndrica o prismática utilizado para cimentación de obras, que permite trasladar las cargas hasta un estrato resistente del [suelo](#), cuando este se encuentra a una profundidad tal que hace inviable, técnica o económicamente, una [cimentación](#) más convencional mediante [zapatas](#) o losas.

Los materiales empleados son de madera, acero, hormigón armado o pretensado y la determinación de su longitud depende de las características propias de los estratos a penetrarse.

El pilote independientemente de su forma de funcionamiento consta de tres partes básicas que son cabeza, fuste y punta.

Soporte o pilar: Elemento estructural vertical, que arranca del encepado.

Encepado: Pieza prismática de hormigón armado similar a una zapata aislada, encargado de recibir las cargas del soporte y repartirlas a los pilotes.

Vigas riostras: Elementos de atado entre encepados. Son obligatorias en las dos direcciones si el encepado es de un solo pilote. En encepados de dos pilotes es obligatorio el arrojamiento en al menos una dirección, la perpendicular a la dirección de su eje de menor inercia.

Cabeza: Es la extremidad superior del pilote, recibe los golpes sucesivos del mazo, tiene tendencia a aplastarse y hundirse con la posibilidad de producirse astillamiento. Se evita el astillamiento mediante el azuchado, procedimiento que consiste en introducir en caliente, sobre la periferia del pilote un anillo de acero que al enfriarse comprime progresivamente las fibras y las refuerza

Fuste del pilote: Cuerpo vertical longitudinal del pilote. Las cargas son transmitidas al terreno a través de las paredes del fuste por efecto de rozamiento con el terreno colindante.

Punta del pilote: Extremo inferior del pilote. Transmite las cargas por apoyo en el terreno o estrato resistente.

Azuchamiento: Este procedimiento debe realizarse con mucho cuidado, la punta del azuche debe estar en el eje del pilote, para evitar desviaciones en el momento del hincado.

1.2.1 Por la forma de transmitir la carga al terreno

- Columna: fuerte predominio de la componente de punta (capa resistente bajo suelo blando).
- Flotantes o de rozamiento: transmisión a lo largo del pilote al suelo deformable al que se adhiere por fuste.

1.2.2 Por la forma de puesta en obra con respecto al terreno

- Pilotes de desplazamiento o hincados: se instala en el terreno desplazando en el terreno un volumen de suelo equivalente. Primero el terreno sube, pero luego solo se comprime.

Se caracterizan por:

- Fuerte fricción suelo - pilote (el pilote queda fuertemente confinado)
- Alteración del suelo: en general mejora por compresión del terreno

Para reducir el costo de hinca puede interesar que el pilote sea liso

- Pilotes de extracción: se excava previamente el terreno donde se va a instalar el pilote.

Se caracterizan por:

- Débil fricción suelo - pilote debido a la débil tensión normal. Interesa que el pilote sea rugoso para mejorar la contribución por fuste.
- De extracción - desplazamiento: se excava previamente un volumen de suelo inferior al que ocupará el pilote terminado. Se hace para reducir el costo de la hincada en un terreno de compacidad media.

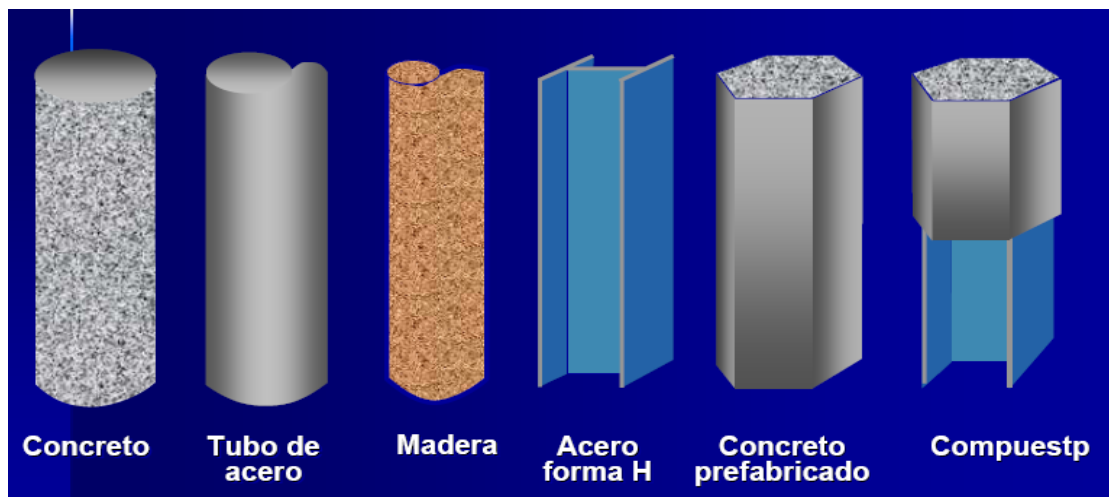
1.2.3 Por el lugar de fabricación y la forma de ejecución

- Prefabricados: en este caso se transportan desde una planta de fabricación y se hincan por percusión, por presión o vibración, mediante gatos hidráulicos, roscados al terreno o, se instalan en perforaciones previamente perforadas.
- Ejecutados in situ: hay varias tipologías
- Hincada de entubación recuperable con un azuche (tapón perdido en la punta de la entubación). Se hormigona en el interior del tubo, el mismo que se va extrayendo simultáneamente al hormigonado. Siempre debe quedar hormigón dentro de la camisa en una longitud no menor a dos diámetros, esto, para evitar la entrada de agua. La extracción de los tubos, se hace mediante golpeo lateral que al mismo tiempo sirve para vibrar el hormigón.
- Igual al anterior, pero con tapón de gravas en lugar del azuche; en este caso el hincado se hace con un martillo interior que golpea sobre el tapón.
- Extracción mediante cuchara (o trépano si es terreno duro) con entubación recuperable, durante el hormigonado, se van retirando los tubos.
- Extracción mediante cuchara (o trépano si es terreno duro) con entubación no recuperable.

- Perforados con hélice y manteniendo la excavación con lodos tixotrópicos (mezcla de agua con arcilla bentonítica) que mantienen las paredes verticales, evitando los derrumbes (la densidad debe estar entre 1.3 a 1.4).
- Barrenados: introduciendo un mortero por el eje de la barrena que desplaza el terreno, finalmente se va extrayendo la barrena y al mismo tiempo se hormigona, las armaduras se introducen en el hormigón fresco. ³

1.2.4 Por su material

En los trabajos de construcción se usan diferentes tipos de pilotes, dependiendo del tipo de carga por soportarse, de las condiciones del subsuelo y de la localización del nivel freático, los pilotes pueden ser: de madera, de acero, de hormigón y compuestos.



³ www.google.com. Olivella. *Pilotes*. Acrobat Document, pág.6

1.2.4.1 Pilotes de madera

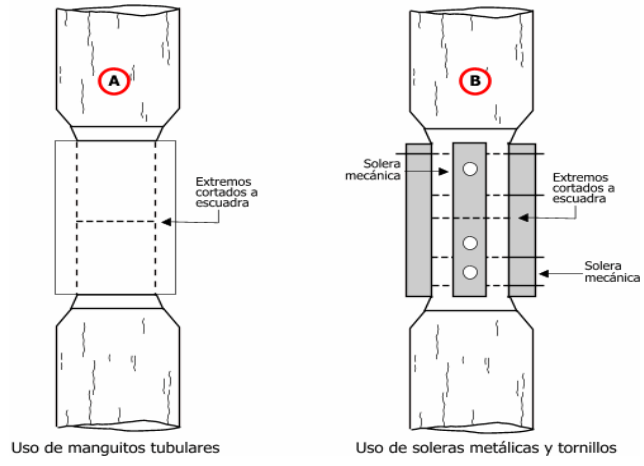
Son troncos de árboles cuyas ramas y cortezas deben ser cuidadosamente recortadas. La longitud de la mayoría de los pilotes de madera está entre 10 y 20 m. Para calificar como pilote, el elemento debe ser recto, sano y sin defectos; se dividen en 3 clases y son:

1. Pilotes clase A, son los que soportan cargas pesadas, el diámetro mínimo del fuste debe ser 14 pulgs. (356mm)
2. Pilotes clase B, se usan para tomar cargas medias, el diámetro mínimo del fuste debe ser entre 12 y 13 pulgs. (305-330 mm)
3. Pilotes clase C, estos se usan en trabajos provisionales de construcción, o permanentemente para estructuras cuando todo el pilote está debajo del nivel freático, el diámetro mínimo del fuste debe ser de 12 pulgs. (305mm)

Los pilotes de madera no resisten altos esfuerzos de hincado; por lo tanto, su capacidad se limita aproximadamente de 25 a 30 toneladas (220-270 kN). Se debe usar zapatas de acero para evitar daños en la punta del pilote, la parte superior de los pilotes de madera también podrían dañarse al ser hincados, para evitarlo se usa una banda metálica o un capuchón o encepado. Este tipo de pilotes podría permanecer indefinidamente sin daño si están rodeados por suelo saturado. Sin embargo, en un ambiente marino, están sometidos al ataque de varios organismos y pueden ser dañados considerablemente en pocos meses. Cuando se localiza arriba del nivel freático, los pilotes son atacados por insectos, su vida útil se incrementará tratándolos con preservadores como la creosota.⁴

⁴ Das, Braja. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*, Buenos Aires, International Thomson Ed, 4ª Ed, 2001

Empalmes de Pilotes de Madera



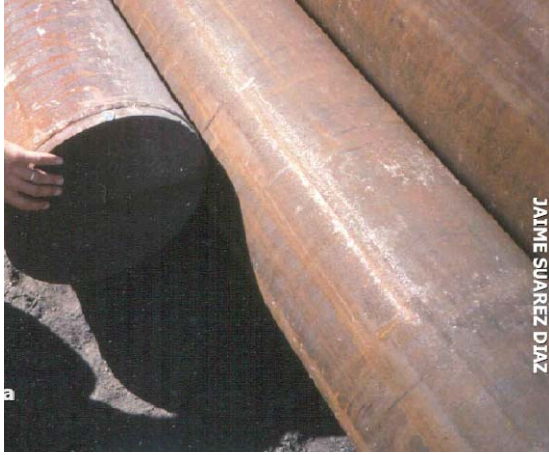
1.2.4.2 Pilotes de Acero

Los pilotes de acero son elementos estructurales que sirven para soportar cargas transmitidas por la superestructura, los pilotes mas utilizados en la construcción son aquellos tipo tubo o perfiles tipo H laminados, los pilotes tipo tubo se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados, si sus diámetros son de gran dimensión sirven para soportar grandes esfuerzos, los pilotes de acero tipo H penetran el terreno mas fácilmente que otros, debido a que desalojan relativamente poco material, usados frecuentemente para alcanzar estratos de profundos cuando se necesita una buena capacidad de carga.

Cuando se esperan condiciones difíciles de hincado, como atravesar grava densa, lutitas y roca blanda, estos pilotes son adaptados con puntas o zapatas de hincado para penetrar estas superficies.

Los pilotes de acero pueden llegar a estar sometidos a procesos de corrosión, dependiendo de las condiciones climáticas y tipos de suelo como: suelos pantanosos, turbas y suelos orgánicos. Los suelos con un pH mayor que 7 no son muy corrosivos, para controlar el efecto de corrosión, se recomienda considerar un espesor adicional de acero o recubrimientos epóxicos aplicados en el proceso de fabricación los mismos que no son dañados fácilmente por el hincado del pilote. El recubrimiento con concreto también los protege contra la corrosión en la mayoría de las zonas expuestas.⁵

⁵ Ídem



PUNTA CÓNICA



PUNTA CERRADA

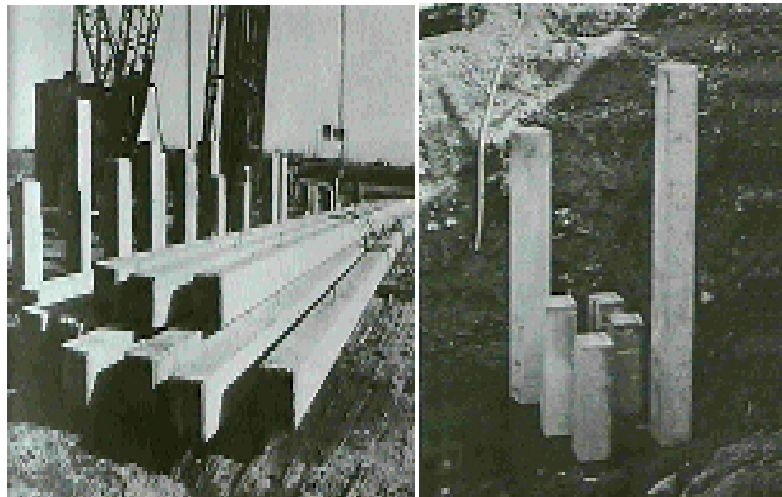


TIPO H

1.2.4.3 Pilotes de Hormigón

Los pilotes de concreto se dividen en dos categorías: a) pilotes prefabricados y b) colados in situ. Los pilotes prefabricados son cuadrados u octogonales en su sección transversal y se los prepara usando un refuerzo ordinario, este refuerzo esta provisto para que el pilote resista el modelo flexionante desarrollado durante su manipulación y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral, se los fabrica de acuerdo a las longitudes deseadas y son curados antes de transportarlos a los sitios de trabajo.

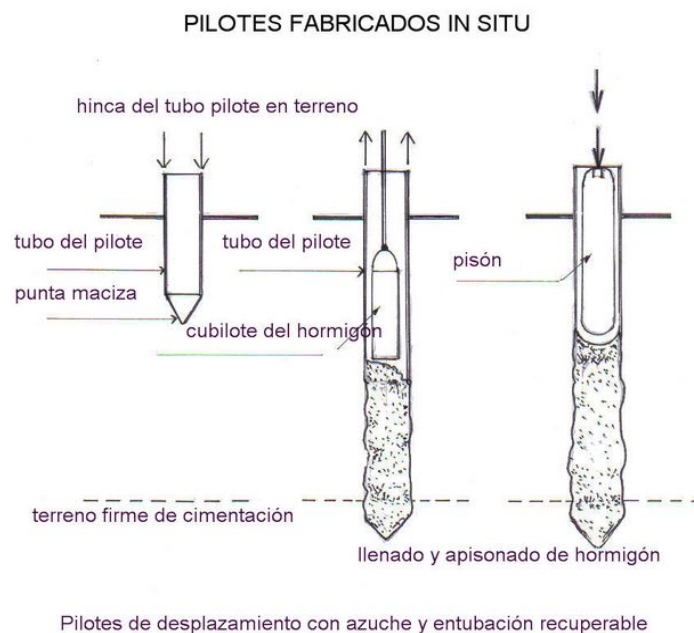
Los pilotes prefabricados también son presforzados usando cables de preesfuerzo de acero de alta resistencia. La resistencia última de esos cables es de aproximadamente 260 ksi (180MN/m²). Durante el colado de los pilotes, los cables se pretensan entre 130–190 ksi (900-1300 MN/ m²) y se vierte hormigón alrededor de ellos. Después del curado, los cables se recortan produciéndose así una fuerza de compresión en la sección del pilote.⁶



⁶ Ídem

Los pilotes colados in situ se construyen en el lugar. La denominación se aplica cuando el método constructivo consiste en realizar la perforación que ocupará el pilote, la cual se mantiene rellena con una mezcla de agua y bentonita como forma de evitar el desmoronamiento de las paredes.

Una vez que la perforación alcanza la profundidad especificada, la cual puede ser del orden de decenas de metros, se introduce la armadura de acero y se hormigona con un caño que llega hasta el fondo y va desplazando la bentonita por hormigón. Los pilotes de hormigón se dividen en dos grupos: pilotes ademados y no ademados, los pilotes ademados se hacen hincando un tubo de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del tubo. Cuando el pilote alcanza la profundidad apropiada, se retira el mandril y el tubo se llena con concreto. Los pilotes no ademados se hacen hincando primero el tubo a la profundidad deseada y llenándolos con concreto fresco. El tubo se retira gradualmente.⁷



⁷ Idem



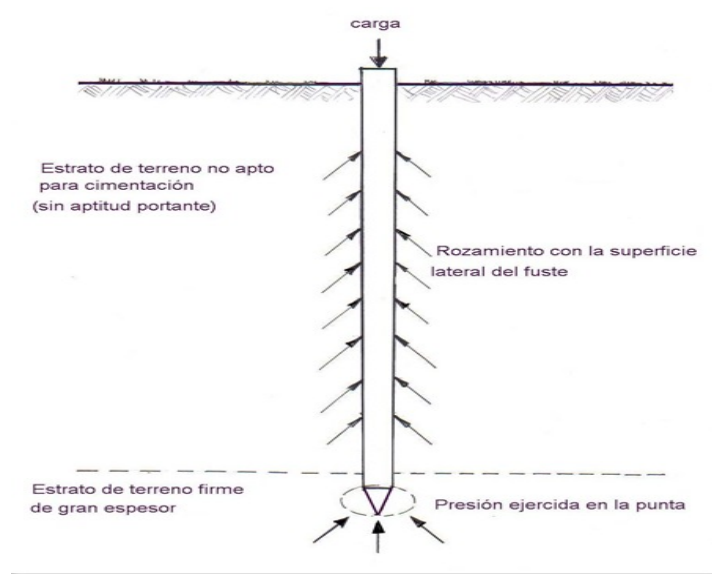
Encepado de un pilote fundido *In situ*

1.2.5 Por su forma de funcionamiento

Para poder determinar cómo va a trabajar la cimentación debemos tomar en cuenta tres factores principales que son: el equipo mecánico de hincado a usarse, el tipo del suelo y la profundidad a la cual se va a asentar nuestro pilote, los pilotes van a trabajar de acuerdo a las características del suelo de fundación.

1.2.5.1 Pilotes a Punta

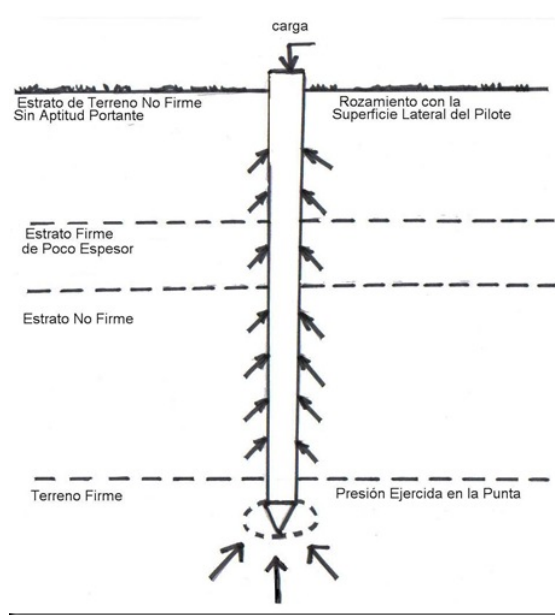
Funcionan principalmente como una columna, que al soportar una carga sobre su extremo superior desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo sobre un estrato resistente, el pilote se clava en terreno firme a gran profundidad trabajando la punta como sustentación de fuerza, este atraviesa estratos menos resistentes los cuales le brindan en pequeña medida resistencia al pandeo.



1.2.5.2 Pilotes a Fricción

Son aquellos que al estar soportando una carga sobre su cabeza dentro de un estrato profundo de suelo granular o coherente, desarrollan su resistencia por el rozamiento que se genera a lo largo de éste y el suelo que lo rodea. La rugosidad de la superficie del pilote puede ayudar en algo, pero tal parece que sus efectos son relativamente importantes, salvo en aquellos casos que se utilicen pilotes de madera sin descortezar.⁸

⁸ <http://images.google.com.ec/img.pilotes>



1.2.5.3 Pilotes a Punta-Fricción

Son aquellos elementos que utilizan las características de los de punta y de fricción, o sea pueden aprovechar tanto la fricción como la resistencia de la punta para el soporte necesario.

1.3 Selección de pilotes según las características del suelo y económicas

1.3.1 Referencias de costos en pilotes

Para poder realizar esta selección debemos tomar en cuenta las características particulares y únicas de cada suelo, por lo tanto al elegir el tipo de pilote que se usará para la cimentación este vendrá dado por el juicio y la experiencia del ingeniero a cargo, con un criterio que garantice las mejores y más óptimas condiciones de funcionamiento y construcción, también debemos considerar las cargas que el suelo vaya a transmitir, las características propias de la estructura, el costo de construcción; para lo cual se presenta a continuación una lista de los factores más comunes a tener en cuenta en la selección de pilotes.

1. La longitud requerida de pilote
2. Capacidad de carga por pilote que se desea
3. Accesibilidad del lugar
4. Medios para manejar los pilotes
5. Altura del nivel freático con respecto a la cabeza del pilote
6. Presencia de carcomas marinas
7. Comparación de costos
8. Gado de permanencia requerida
9. Experiencia de la obra realizada en otras estructurales parecidas
10. Facilidad de la instalación
11. Urgencia con la que han de quedar asegurados los pilotes
12. Rapidez de la instalación
13. Pilotes mas adecuados a los métodos y condiciones de hinca
14. Posibilidad de deterioro de los pilotes después de la hinca

15. Adaptabilidad a variaciones de longitud si se considera necesaria
16. Facilidad de cortar o si no de obtener alturas convenientes de las cabezas
17. Facilidad de aumentar el número de pilotes de ser necesario
18. Preferencia personal del ingeniero o del propietario debido a la experiencia anterior por un tipo particular
19. Disponibilidad de un contratista con equipo capaz de colocar un cierto pipo
20. Deseo de utilizar los servicios y productos de n contratista particular por razones de negocios y a causa de la experiencia favorable de su trabajo en el pasado
21. Hinca sobre o bajo en nivel de agua
22. Flexibilidad o resistencia a la flexión requerida
23. Comportamiento del pilote como pilar si va a trabajar a punta
24. Superficie de la punta del pilote, si este trabaja a la punta
25. Resistencia del pilote al hincado, si ésta es necesaria
26. Pilotes que antes se utilizaron, si la obra nueva es una ampliación de una antigua
27. Alteración mínima del suelo si este es un factor
28. Facilidad de hinca bajo un ángulo si se necesitan pilotes inclinados
29. Presencia de ácidos o de otros materiales en el suelo que pudieran corroer a ciertos tipos de pilotes.⁹

Estos son unos de los principales aspectos que el ingeniero debe tomar en cuenta para la selección ya que aquí se describe tanto el proceso para realizar el hincado, el lugar donde se proyecta ejecutar, como las características físicas y químicas que deben tener los pilotes ha usarse y también el aspecto económico.

⁹ Andino Carlos, Jurado Mario. *Tesis Cimentaciones Sobre Pilotes*. Quito-Ecuador, 1997

1.3.2 Selección Materiales

- **Hormigón.-** Para seleccionar el hormigón de pilotes, se debe tomar en cuenta las características requeridas del material y establecer las condiciones a las cuales va a estar sometido, debido a que el hormigón posee una amplia gama de aplicaciones como: prefabricados para luego ser hincados, como también pueden ser realizados *in situ* gracias a la manejabilidad del material. Si el pilote de hormigón es realizado con normas adecuadas de construcción, tomando en cuenta las características del suelo y las cargas a someterse, este responderá de manera satisfactoria a las condiciones degradantes que se puedan presentar por presencia de sustancias agresivas. Debemos considerar también que cierto tipo de pilotes al ser hincados en condiciones difíciles de terreno, pueden sufrir daños no perceptibles a simple vista.
- **Madera.-** Este tipo de pilotes, son los más baratos en relación al acero y al hormigón, debido a que es un material fácil de maniobrar, transportar, preparar y se puede obtener con mucha comodidad las dimensiones deseadas. Este material no es recomendable para soportar grandes cargas ya que su resistencia máxima aproximada es de 60 T, también si se va a usar en lugares en contacto con agua u otros líquidos, es importante darle un tratamiento especial para evitar que organismos dañinos puedan afectarlo y disminuir su tiempo de vida útil.
- **Acero.-** Este tipo de pilotes es el más caro de los dos antes mencionados, como beneficio tiene su gran resistencia para soportar cargas, su gran facilidad de manejo y las grandes profundidades a las cuales puede ser hincado, sin causar mucho desplazamiento del suelo. Se debe dar el respectivo tratamiento catódico al acero para evitar que este sea corroído

por sustancias agresivas para este material como el agua marina, también evitar durante el hincado que se mueva de su eje para evitar fallas por pandeo.

1.4 Suelo de Cimentación

1.4.1 Características de los suelos

Para realizar una caracterización eficiente del suelo, necesitamos guiar nuestro proyecto en los tres siguientes parámetros.

“· **Investigación del sitio:** incluye métodos para la definición del perfil del suelo y otros datos relevantes, así como de extracción de muestras de suelo.

· **Ensayos de laboratorio:** incluye el ensayo de muestras de suelo en el laboratorio para determinar propiedades ingenieriles relevantes.

· **Ensayos in-situ:** incluye ensayos de los suelos en el lugar, y así evitar las dificultades asociadas con la extracción de muestras, que pueden disturbarlas.”¹⁰

De esta manera, el ingeniero a cargo del proyecto tendrá resultados reales y la información necesaria para evaluar permanentemente la obra y el avance de la misma.

Investigación del Sitio

“Los objetivos de la fase de investigación del sitio incluyen:

- Determinación de la ubicación y espesor de los estratos de suelo.
- Determinación de la ubicación del nivel freático así como cualquier otra característica asociada.
- Extracción de muestras de suelo.

¹⁰Ingeniería en cimentaciones.- Caracterización de los suelos.- Gallardo

- Definición de problemas especiales y todo lo concerniente para el proyecto y ejecución de obras técnica y económicamente correctas. Observar la zona, identificando posibles problemas de drenaje o de estructuras antiguas.

Se deben conseguir estas metas usando una combinación de:

a) Recolección de información preliminar.

b) Técnicas de exploración in-situ.”¹¹

Para realizar una correcta investigación del sitio es importante que el ingeniero a cargo conozca todos los datos necesarios del lugar donde se desarrolla el proyecto para evitar posibles problemas en el momento de la construcción requerida, ya que puede verse afectado el avance de obra por cualquiera de los factores mencionados en la cita anterior por el autor.

Recolección de información preliminar

“La información referente a la estructura incluirá:

- Su localización y dimensiones.
- El tipo de construcción, las cargas de las columnas, el espaciamiento entre columnas y los asentamientos admisibles.
- El uso.
- La elevación final.
- El número y profundidad de los sótanos.
- La profundidad y extensión de cualquier pendiente propuesta.
- Los requerimientos de los códigos locales de construcción.

Se debe realizar también la información preliminar de las condiciones del subsuelo mediante algunos métodos especificados a continuación.

¹¹ Ingeniería de cimentaciones.- Caracterización de los suelos.- Gallardo

- Determinación de la historia geológica del sitio, incluyendo evaluaciones anticipadas de rocas y tipos de suelos, la proximidad de fallas, y otras características geológicas.
- Recolección de copias de reportes de perforaciones y resultados de ensayos de laboratorio a partir de investigaciones previas en éste u otros sitios cercanos.
- Revisión de mapas de suelos desarrollados para propósitos de la agricultura.
- Revisión de fotografías aéreas antiguas y nuevas, además de mapas topográficos (pueden revelar el desarrollo previo o la nivelación del lugar).
- Revisión de reportes de pozos de agua (ayuda a establecer los niveles freáticos históricos)
- Localización de las cimentaciones de las estructuras adyacentes, especialmente aquellas que puedan ser afectadas por la construcción propuesta.”¹²

Es importante antes de iniciar el proceso constructivo, conocer que tipo de obra se va a asentar en el lugar de investigación, conocer su alcance y determinar si es posible el desarrollo de la misma. Mediante los parámetros de investigación especificados en la cita anterior el ingeniero tendrá la suficiente información geológica, topográfica y estructural para realizar la construcción.

Reconocimiento del terreno.

El ingeniero al realizar una investigación del sitio debe tomar en cuenta todos los factores que pudieran no ser tomados en cuenta al momento de recibir los datos que se muestran en los informes. Realizando preguntas detalladas como:

- “· ¿Existe alguna evidencia de desarrollo previo del sitio?
- ¿Existe alguna evidencia de nivelación previa del lugar?

¹² Ingeniería de cimentaciones.- Caracterización de los suelos.- Gallardo

- ¿Hay evidencia de derrumbes u otros problemas de estabilidad?
- ¿Las estructuras cercanas se comportan satisfactoriamente?
- ¿Qué condiciones de drenaje hay en la superficie?
- ¿Qué tipos de suelos o rocas están expuestas en la superficie del terreno?
- ¿Los tipos de técnicas de exploración del subsuelo a aplicarse estarán limitadas por problemas de acceso?
- ¿La construcción propuesta podría afectar construcciones existentes? (por ejemplo: un edificio viejo, frágil, adyacente podría ser dañado por las vibraciones del hincado de pilotes).
- ¿Las condiciones del lugar afectarán la construcción propuesta? (por ejemplo: problemas de inundación potencial, flujos de barro o huaycos, desprendimiento de rocas, etc.)”

Estas preguntas ayudarán al ingeniero a minimizar los errores por omisión de resultados facilitando la construcción y reduciendo en medida de lo posible costos operativos.

Información Existente

La recopilación de la información existente es un proceso fundamental para el correcto desarrollo del proyecto, se basa en:

“· **Usos del suelo.**- El conocimiento del uso del suelo en el pasado tiene gran importancia, sobre todo en aquellos casos en los que la existencia -oculta al reconocimiento inicial- de restos arqueológicos, rellenos no consolidados, acequias de riego, antiguos reservorios de agua de riego, silos, necrópolis y cimentaciones de obras antiguas, pueden causar serios problemas al estudio de suelos, situación que se agrava si los sondajes, por azar, no detectan estas irregularidades.

Conociendo la historia del terreno se pueden incluso explicar hallazgos que de otra manera no tendrían explicación.

- **Topografía.**- Se requerirán planos recientes a una escala adecuada, acorde con el nivel del programa de investigación y con la escala del proyecto mismo. El conocimiento de la topografía del terreno permite ubicar sondajes en puntos críticos de acuerdo a algunas experiencias referentes a los suelos, según la morfología, la cual es en mayor grado aplicable a terrenos de las regiones de sierra y selva que a los de costa, por ejemplo:

- **Las zonas elevadas**, son generalmente más secas y los suelos son más resistentes; sus bordes pueden requerir protección contra la erosión por lluvias.

- **Las zonas bajas**, son generalmente más húmedas y/o propensas a la acumulación de agua, constituyen el depósito de suelos erosionados de las partes altas por las lluvias y pueden tener vegetación y materia orgánica. Son más susceptibles a ser afectadas por flujos ocasionales de agua, inundaciones, huaycos y en la costa: flujos de arena. En general pueden requerir de drenaje superficial y/o subdrenaje.

Una cuestión de carácter topográfico que resulta fundamental, es la determinación de las cotas de la superficie del terreno en cada sondaje. La cota es necesaria para correlacionar estratos, especificar niveles de cimentación y establecer la situación de la capa freática. Se presta también para la presentación de secciones del terreno.

Geología.- La geología permite conocer la roca madre –muy importante en el caso de suelos residuales- así como estimar los perfiles de intemperización. Igualmente la geología provee información valiosa para la determinación del origen de los suelos, que cualitativamente pueden servir para estimar los tipos de suelos y su uniformidad.

- **Fotos Aéreas.**- Aún en el caso de estudios de suelos para estructuras pequeñas, las fotos aéreas proveen una información valiosa para la determinación, por interpretación de la geología y geomorfología del sitio.
- **Clima.**- Se requiere un conocimiento claro del clima del lugar, especialmente en lo referente a lluvias, temporadas de éstas y posibilidad de inundaciones o erosiones; así como para la planificación de las exploraciones.
- **Sismicidad.**- El análisis de una cimentación requiere tomar en cuenta et factor sísmico, cuando éste puede afectar al suelo. Por ejemplo: licuefacción de arenas
- **Pozos de Agua.**- Para determinar el nivel freático del área.

Estudios de Suelos.- Cuando en la cercanía del sitio existen estructuras importantes o relativamente recientes, probablemente se cuente con estudios de suelos, los cuales constituyen una información importante para la elaboración del programa de exploración.

- **Características y estado de estructuras cercanas.**- Las características y el estado en que se encuentran las estructuras cercanas al sitio es una información muy importante, con que cuenta el Ingeniero que planea una exploración en un sitio desconocido para él. Si la estructura es muy antigua, probablemente no sea posible conseguir los planos.”¹³

Los criterios mencionados por el autor brindan información indispensable para ejecutar la construcción de cualquier tipo de obra, ya que es importante conocer el tipo de suelo y la resistencia que este brinda a la estructura, la medida en que se verá afectado el proyecto por situaciones geográficas y climáticas, la facilidad para acceder al lugar en investigación, la zona sísmica en la cuan se va ha encontrar asentado, entre otros factores, que permitirán un correcto desarrollo del proyecto.

¹³ Ingeniería de cimentaciones.- Caracterización de los suelos.- Gallardo

Necesidades del Proyecto

Por razones inherentes al proyecto mismo y por la interrelación entre este y el subsuelo o el medio en el que se ubica, es necesario obtener la información suficiente que permita al proyectista resolver determinados problemas técnicos que se le presentan; entre los cuales podemos mencionar:

- **Cimentaciones.-** Todas las obras de ingeniería se desarrollan sobre el suelo ya que las cargas de la estructura son absorbidas por este, estas pueden variar en su intensidad (alta o baja) y forma de aplicación (concentrada o distribuida), por lo cual el tipo de obra, su función estructural, los materiales a utilizarse van a influir en sus posibles asentamientos, pudiendo afectar el avance del proyecto, por lo cual se necesitan programas de muestreo de campo y ensayos de laboratorio, claramente orientado al estudio de los asentamientos. El programa de exploración debe proveer información suficiente de los suelos para soportar las cargas con factores de seguridad adecuados y sin que ocurran asentamientos perjudiciales. Esto requiere determinar la resistencia al corte y la compresibilidad de los suelos bajo el nivel de cimentación.

- **Cortes.-** En algunos proyectos es necesario efectuar cortes en terreno natural; dependiendo de la altura del corte y de los materiales involucrados, puede convertirse en un problema más serio que la estructura ubicada al pie. Para cualquiera que sea el caso, es necesario conocer el tipo de material en el que se efectuará el corte, para prever los métodos, equipos y costos de excavación; como también determinar medidas necesarias para el cálculo de la estabilidad del talud.

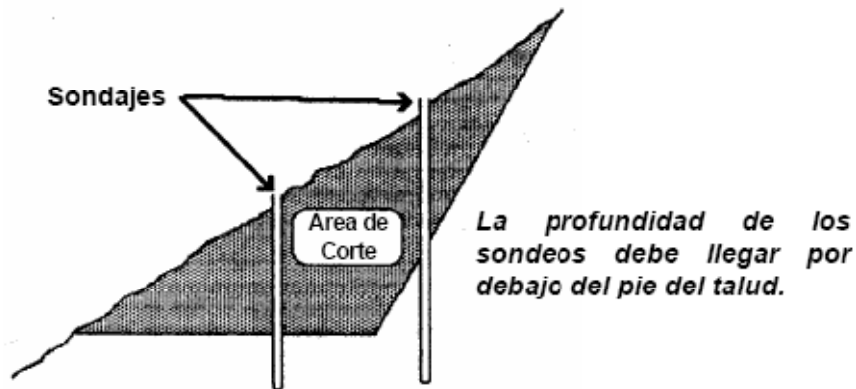
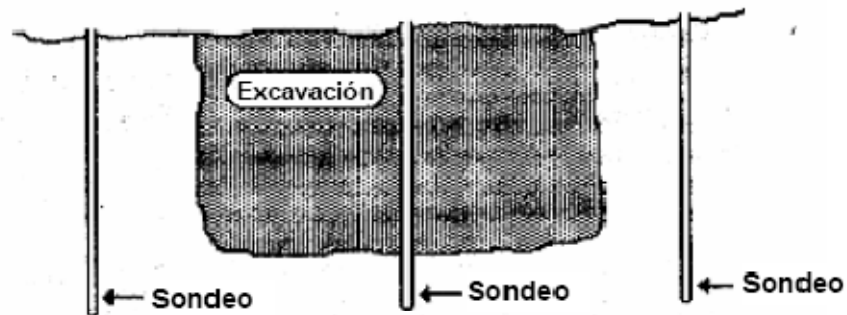


Figura 1.2 Profundidad de sondajes en un corte

- **Rellenos.**- En otros casos puede requerirse la ejecución de rellenos importantes; se debe proveer información de las áreas de préstamo cercanas al lugar el estudio de la explotación y colocación del material, como de los parámetros del suelo colocado, que se requieran para análisis posteriores.
- **Excavaciones.**- Diferenciamos excavaciones de cortes, considerando a las excavaciones como cortes semi-cerrados, es decir, provistos de por lo menos dos lados (ejemplo: sótanos, zanjas, pozos, etc.). Sobre todo en el caso de excavaciones profundas, se requerirá del conocimiento del suelo a excavar, del nivel freático y de los datos necesarios para el estudio de la estabilidad de las paredes de la excavación y el diseño consiguiente de estructuras de soporte provisional y permanente, del sistema de drenaje y del procedimiento de excavación y extracción del material.



La profundidad de los sondeos debe alcanzar un nivel tal, bajo el fondo de la excavación que asegure que la información es suficiente para el cálculo de la estabilidad de la pared de excavación y del flujo del agua que asciende

- **Permeabilidad de Cimentaciones.-** Este tipo de especificaciones se da especialmente en la investigación de presa, tomando muy en cuenta la gran importancia que tienen los parámetros característicos de la permeabilidad del suelo. Se debe considerar factores que puedan estar relacionados con la permeabilidad como puede ser el caso que se requiera determinar los costos de bombeo durante la etapa de construcción y después de la misma.}
- **Problemas hidráulicos.-** Tales como cálculo de caudales, fuerzas de filtración, abatimiento del nivel freático, subdrenaje. En estos problemas se requiere conocer la estratigrafía y permeabilidad del subsuelo, el nivel freático, la geometría de los acuíferos, etc.
- **Respuesta Dinámica.-** En casos que se necesite un estudio más detallado del análisis sísmico establecido Normas de Diseño Sismo-Resistente, se requerirá evaluar la respuesta dinámica del subsuelo, para lo cual es necesario efectuar sondeos de las profundidades y características requeridas, e incluir los ensayos necesarios para la determinación de las características dinámicas de los suelos.
- **Recomendaciones constructivas,** tales como métodos de excavación, soporte temporal (entibados) y calzaduras.

· **Efecto sobre estructuras cercanas**, cuando se presentan estructuras frágiles a las cuales las nuevas obras pudieran causar daño durante la etapa de construcción o funcionamiento.

· **Fricción en Pilotes.**- En los casos, en los cuales se requiere el uso de pilotes de fricción, se deberá obtener los parámetros necesarios para la determinación de los valores aplicables de fricción entre el suelo y el pilote.

Para algunos problemas en cimentaciones de estructuras, normalmente es suficiente conocer las propiedades promedio del subsuelo, cuando se va a analizar la estabilidad de taludes y problemas hidráulicos es necesario conocer mínimos detalles que puedan resultar críticos en el proceso de construcción para lo cual se debería efectuar muestreo continuo o excavaciones a cielo abierto.¹⁴

1.4.2 Métodos de exploración geotécnica

Consiste en la investigación de las condiciones del subsuelo y el muestreo de los suelos, para desarrollar el diseño del perfil del suelo. A continuación se presentan algunas técnicas de exploración.

Perforaciones exploratorias o sondeos

“El método más común de exploración de las condiciones del subsuelo es perforar una serie de agujeros verticales en el terreno. Estos son conocidos como perforaciones exploratorias y típicamente tienen un diámetro que varía entre 3 a 24 pulgadas (75 - 600 mm) y su profundidad entre 3 - 30 m. Ellos pueden perforarse

¹⁴ .- Ingeniería en cimentaciones.- Caracterización de los suelos, Gallardo

con barrena manual o con un equipo portátil, o también usando equipos de perforación montados en camiones.”¹⁵

Este método brinda una amplia variedad de equipos de perforación y técnicas para determinar las características del suelo a investigar.

Excavaciones a Mano

Este método de excavación es comúnmente utilizado para la exploración de suelos cohesivos ya que permite obtener muestras inalteradas de buena calidad y con un costo reducido, además presenta el beneficio de observar directamente los estratos ayudando a determinar las características de los taludes

Para excavaciones realizadas a una profundidad de 3 m o menos, se utilizan instrumentos como picos, palas y de ser preciso lámparas, siendo necesario si se presenta el caso, entibar las paredes y verificar el nivel freático cuando se trabaja suelos permeables, es posible que la profundidad máxima de la excavación esté limitada por la cota a la cual se encuentra la capa freática. Como las excavaciones a más de 5m demandan varios días, se requerirá el vaciado de un anillo de concreto pobre en la boca de la calicata, con el fin de impedir el desmoronamiento del borde que se produce con el tránsito del personal

¹⁵ Ingeniería de cimentaciones.- Caracterización de los suelos.- Gallardo

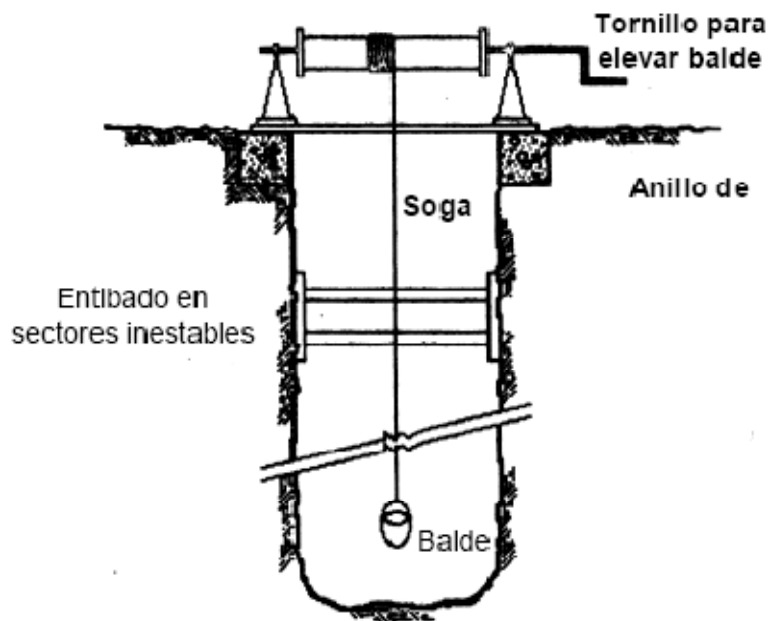


Figura 1.4 Excavación Profunda

Si se encuentran materiales deleznable (deslizantes), es indispensable colocar un entibado temporal para evitar que puedan ocurrir derrumbes; aún en las gravas más densas, la posibilidad de que caiga una piedra de lo alto y cause un accidente a los trabajadores, siempre esta vigente. Por lo cual aparte del uso obligatorio de cascos se recomienda usar una protección de un para piedras metálico, que tiene la forma de un paraguas.

En el caso de investigación de terrenos en pendiente, una variante de la calicata (excavación) es la denominada "trinchera", que consiste en una zanja excavada siguiendo la máxima pendiente del talud. Tanto en las trincheras como en algunas calicatas que muestran diferente inclinación en las caras de la excavación, se utiliza un entibado en cada cara individualmente.¹⁶

¹⁶ Ingeniería en cimentaciones.- Caracterización de los suelos, Gallardo

Sondeos con Barrenadora Manual

“La barrenadora manual (Figura 1.5) permite un avance rápido en suelos cohesivos con o sin capa freática, mientras que en suelos arenosos saturados es imposible su uso sin revestimiento, así como en suelos con grava, salvo que se trate de barrenadoras con puntas intercambiables por otras que permiten un avance relativamente aceptable en gravas no mayores de 3". En arenas secas y sueltas, para el uso de la barrenadora manual se requiere del humedecimiento continuo de la arena a fin de estabilizar temporalmente las paredes del pozo.”¹⁷

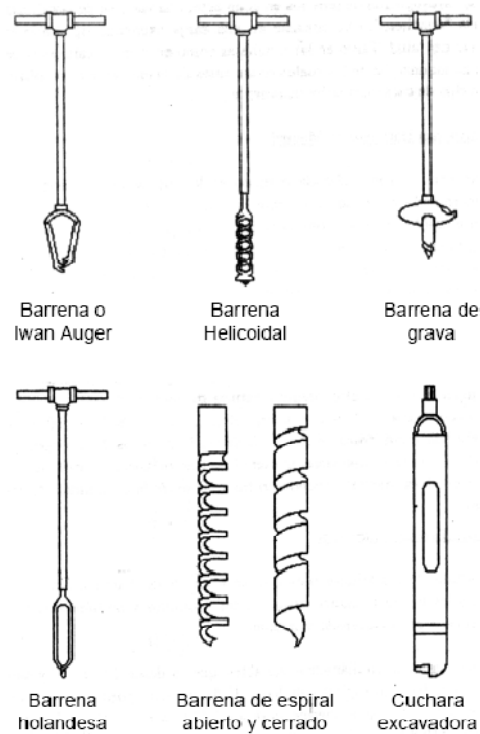


Figura 1.5 Barrenadora y Accesorios

¹⁷ Ingeniería en cimentaciones.- Caracterización de los suelos, Gallardo

Los sondeos mediante este método por lo general son perforaciones consideradas limpias ya que su contenido de humedad no se ve afectado por adiciones de agua. Es posible llegar con el uso de barrenadoras hasta 10m de profundidad y realizar los mismos ensayos que otros métodos de perforación (SPT, Veleta, muestreo inalterado)

Sondeos con Espiral Motorizado

El espiral es un implemento que se usa en las barrenadoras. Los espirales motorizados tienen la característica de ser continuos y no limitados a la punta como en el caso de la barrenadora manual.

“Los espirales se fabrican en diámetros variables, que va desde .5" a 12" y aún más, para usos especiales. Los espirales de hasta 4" de diámetro pueden usarse con pequeños motores ligeros que se sostienen entre dos hombres y con ellos se pueden ejecutar sondeos de hasta 6m. Los espirales motorizados de mayor tamaño se operan con máquinas relativamente pesadas. Con un espiral de 10" de diámetro y el uso de una máquina pesada se puede hacer un sondeo de 30m en apenas una hora.”¹⁸

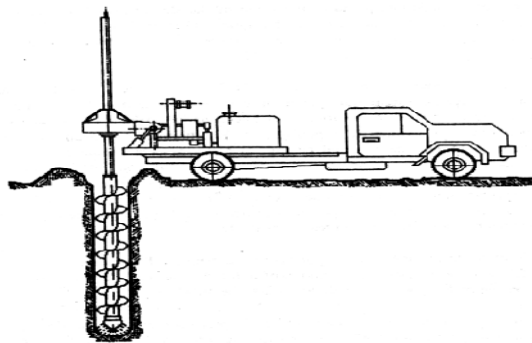


Figura 1.6 Equipo de perforación con barrena espiral motorizada

¹⁸ Ingeniería en cimentaciones.- Caracterización de los suelos, Gallardo

Este método es recomendado para suelos cohesivos no gravosos, ya que se complica su uso en gravas gruesas y suelos arenosos saturados, la muestra obtenida por el espiral presenta se presenta muy disturbada (contaminada) debido a los suelos que va atravesando, “y al haber un lapso indeterminado entre el momento en que emerge la muestra y aquel en que fue cortada, es esencial ejecutar los sondeos con carreras de no más de 1 a 1.5 m, retirando el espiral para efectuar muestreos convencionales.”¹⁹

Las limitaciones de los espirales se presentan con el tipo de suelos, el mezclado de suelos de distintos estratos y con los problemas derivados de la imprecisión con que se determina la posición de un estrato

Sondeo por Lavado

“El procedimiento es muy simple. Se usa un tubo de acero exterior, que actúa como forro (casing) de la perforación; el avance de la perforación se realiza mediante el uso de una barra interior de acero hueca, a través de la cual se inyecta agua a presión, provista de una punta o cincel con salidas de agua, o toberas; colocadas de tal manera que al aplicar desde arriba agua a presión (10 Kg/cm²), al salir el chorro de agua por las toberas, ayuda al cincel a desprender partículas del suelo” (Figura 1.7).

“El éxito de las operaciones por lavado, dependerá finalmente de la potencia y caudal de la bomba de agua, para profundidades de hasta 20m se recomiendan bombas de pistón con presión de hasta 200 lbs/pulg².”²⁰

¹⁹ Ingeniería de cimentaciones.- Caracterización de los suelos.- Gallardo

²⁰ Ídem.

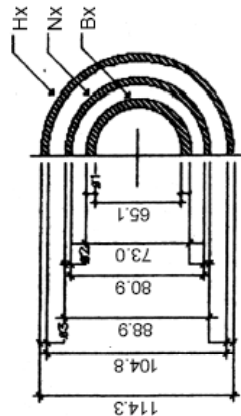
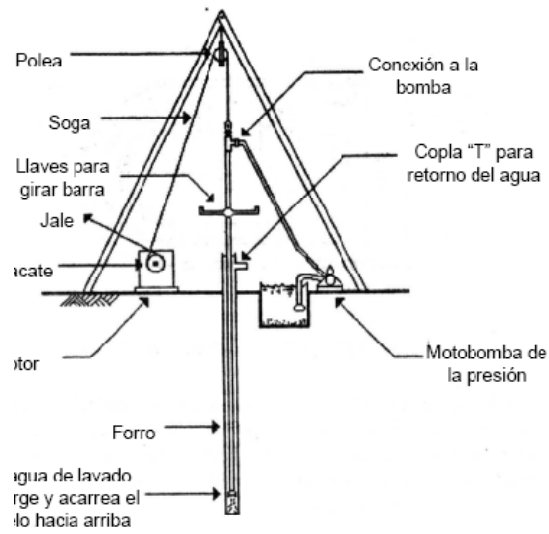


Figura 1.8 Casing o forro de acero usado en las perforaciones



7 Equipo de perforación por lavado (wash boring)

Este método es un sistema práctico para obtener un muestreo de suelos, ya que al entrar el agua, esta desaloja al material en contacto llevándolo hasta la superficie en donde se lo puede desalojar. Dependiendo de las características de la bomba se puede llegar a grandes profundidades, siempre teniendo presente que el diámetro de forro no sea superior a 4" para no necesitar de una gran potencia de la bomba.

Es importante que en la perforación por lavado para investigar el suelo las herramientas de corte no estén direccionadas al suelo ya que podrían afectar las características para el del suelo que debe estar inalterado.

Sondeos Rotatorios

Los sondeos rotatorios son de varios tipos, a continuación se mencionará algunos métodos de exploración.

Sondeos mediante broca de diamante.- La perforación diamantina se usa preferentemente en rocas y en suelos gravosos o con bolos.

Sondeos con broca de carburo de tungsteno.- Utilizados cuando se perforan rocas relativamente blandas. Este tipo de perforación es más económica que con la diamantina, aunque su tiempo de operación es más largo y las muestras son de inferior calidad.

Sondeos con zapata aserrada.- Es un procedimiento de perforación por rotación económico, solamente aplicable a rocas muy blandas o arcillas muy duras, se requiere enfriar las brocas para evitar que estas puedan fundirse.

“La máquina diamantina consta de un motor que acciona un winche auxiliar y un encepado rotatorio provisto de un husillo que gira a velocidades variables, generalmente entre 500 y 1500 RPM. Asimismo, cuenta con un sistema de avance para carreras verticales de 24" a 48", el cual es generalmente hidráulico. Las máquinas mas modernas cuentan con dispositivos automáticos que enroscan y desenroscan la tubería, midiendo en todo momento el torque aplicado durante la perforación, así como la presión aplicada a la broca y la velocidad de ésta. Toda esta información puede registrarse y grabarse para un posterior estudio de las condiciones del terreno.

Por el husillo de la máquina se bajan barras de perforación huecas de acero especial; estas barras tienen dimensiones variadas y se complementan con los forros de perforación.

En el extremo inferior de la sarta de barras de perforación se coloca el muestreador (core barrel) que habrá de recibir la muestra; este muestreador tiene en el extremo una broca de diamante, de carburo de tungsteno o de acero dentado y reforzado con soldadura especial.

Generalmente, para asegurarse que el diámetro del sondeo no va a disminuir al desgastarse el frente de ataque de la broca, los muestreadores llevan un escariador diamantino (reaming shell), que consiste en un manguito con incrustación de diamantes grandes, ubicado detrás de la broca.”²¹

Este proceso es similar al proceso de perforación por lavado ya que usa el agua para levantar las rocas perforadas, además esta cumple con la función de enfriar la broca para evitar que se sobrecaliente y se pueda deteriorar en el proceso de perforación.

“Una vez bajada la sarta de barras con el muestreador delante debidamente provisto de la broca, se hecha a andar el husillo a una velocidad de rotación tal que produzca la velocidad tangencial adecuada según el tipo de roca, su fracturamiento y el tipo de broca usado. Una vez que la broca ha perforado la carrera total del muestreador (que varía de 1.5 a 6 m), se detiene la perforación y se extrae el muestreador para vaciar su contenido y examinarlo, colocándolo luego de nuevo para reiniciar la perforación.”

Para realizar este tipo de perforaciones se debe determinar el tipo de terreno sobre el cual se va a perforar para determinar el tipo de brocas que se van a utilizar.

Sondeos rotatorios "wire line".- “Se utiliza un muestreador que va sujeto mediante ganchos al extremo inferior del forro, el cuál lleva una única broca de corte. Cuando el muestreador se llena con la muestra, desde arriba se baja un "pescador" sujeto a un cable de acero; el "pescador" pesca al muestreador por detrás y simultáneamente destraba los ganchos de sujeción permitiendo su izaje. Este sistema se usa principalmente donde es notorio el ahorro en el izaje de las barras.

²¹ Ingeniería de cimentaciones.- Caracterización de los suelos.- Gallardo

Sondeos Rotatorios mediante Triconos (Tricone Rotary Drilling).- “En este caso se usan máquinas muy similares a las usadas en sondeos diamantinos, con la diferencia que las máquinas deben trabajar a velocidad de rotación más baja (50 RPM) y torque más alto. Para cortar se usa una broca que en diámetros pequeños de 3 1/8" a 5" no saca testigo. Otra característica de la perforación es que la presión vertical es varias veces mayor que la aplicada en diámetros equivalentes de perforación diamantina.”²²

Estos son algunos de los métodos que se pueden utilizar para obtener muestras de los suelos sobre los cuales se van a cimentar las estructuras analizadas para realizar los diferentes tipos de proyectos.

²² Ingeniería de cimentaciones.- Caracterización de los suelos.- Gallardo

CAPITULO 2: DISEÑO ESTRUCTURAL

2.1 Consideraciones generales de diseño

La rotura típica en pilotes es producida por punzonamiento ya que debido a su gran esbeltez la rotura global (típica de cimentaciones superficiales) difícilmente se produce. Estos tipos de fallas se identifican en la curva carga-asentamiento, de la misma forma que las curvas tensión-deformación de comportamiento de un material elastoplástico.

Según Winterkorn y Fang, los tipos de rotura en pilotes pueden esquematizarse como:

- a) Terreno blando con base rocosa en su límite inferior. El pilote es de tipo columna y prácticamente toda la carga se soporta por punta, el fuste es despreciable y también la capacidad de confinamiento del suelo alrededor del pilote. Si la carga es suficientemente grande en relación a la esbeltez del pilote, éste puede llegar a pandear. La rotura es de tipo completamente frágil.
- b) Terreno blando sobre terreno medio o terreno medio sobre terreno duro. En este caso también se puede tratar de pilote columna lo que si da lugar a una rotura global del estrato de apoyo (mecanismo de Prandtl) entonces también provocaría una curva de rotura con comportamiento frágil.
- c) Terreno homogéneo con pilote flotante. A medida que un pilote flotante se va introduciendo en el terreno, este lo va comprimiendo y la resistencia por fuste aumenta. Por tanto, la curva de rotura de un pilote flotante tiende a mostrar endurecimiento.
- d) Pilote a tracción. Un pilote flotante puede soportar cargas a tracción y la curva de rotura que produce será de tipo plástico perfecto.

Los pilotes deben ser diseñados como miembros estructurales capaces de soportar seguramente todas las cargas posibles impuestas.

Para un grupo de pilotes compuesto solo por pilotes verticales que esta sujeto a cargas laterales, el análisis estructural debe incluir explícitamente las consideraciones de los efectos de la interacción suelo-estructura como se especifica a continuación:

En caso de que los pilotes sean fundidos en arcillas la resistencia axial nominal del grupo de pilotes deben tomarse las menores de:

- La sumatoria individual de las resistencias nominales de cada pilote en el grupo.
- La resistencia nominal equivalente de una pila consistente de los pilotes y el bloque de suelo dentro del área delimitada por los pilotes.

Si el encepado no es firme en contacto con el suelo y el suelo en la superficie es débil la resistencia individual de cada pilote debe ser multiplicado por un factor η de eficiencia tomado como:

- $\eta = 0,65$ para un espaciamiento de centro a centro de 2,5 diámetros,
- $\eta = 1,0$ para un espaciamiento de centro a centro de 6 diámetros.

Para un espaciamiento indeterminado del valor de η puede ser determinado por una interpolación lineal.

2.2 Pilotes de Acero

2.2.1 Factores de Resistencia

Los factores de resistencia Φ_c y Φ_f , para el estado límite de resistencia debe ser tomado de acuerdo a la norma, que especifica que durante el proceso de hincado $\Phi = 1,00$. Los factores de resistencia para la resistencia axial en pilotes a

compresión que están sujetos a daños durante el proceso de hincado se aplicaran solo en la sección del pilote que puede resultar dañada. Por lo tanto los factores especificados Φ_c , para la resistencia axial de 0,50 a 0,70 en pilotes a compresión sin flexión debe se aplicaran solo a la capacidad axial del pilote. Los factores Φ_c de 0,70 y 0,80 y el factor Φ_f de 1,00 se aplicarán para la combinación de la resistencia axial y a flexión del pilote en la ecuación de interacción para compresión y flexión, respectivamente.

Debido a la manera del hincado de pilotes, debemos considerar factores de resistencia adicionales que no son normalmente usados en estructuras de acero. Los factores considerados en el desarrollo de la resistencia especificada incluyen:

- Carga excéntricas no deseadas sobre el eje del pilote.
- Variaciones en las propiedades del material del pilote
- Daños en el pilote durante el proceso de hincado.

Los factores Pr de la resistencia a compresión, incluidos factores de reducción para cargas excéntricas no deseadas y variación en las propiedades del material, así como potenciales daños en el pilote durante el hincado es más probable que ocurra cerca de la punta del pilote. Los factores de resistencia para el cálculo de la capacidad axial del pilote cerca de la punta del pilote serán de 0,50 a 0,60 y 0,60 a 0,70 para severas y buenas condiciones durante el hincado, respectivamente.²³

²³ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007, Piles, 6.15 pág. 834

2.2.2 Resistencia a la compresión

Los factores de resistencia para las componentes en compresión deben ser tomados como²⁴:

$$P_r = \Phi_c P_n$$

Donde;

P_n = Resistencia nominal a la compresión

Φ_c = Factor de resistencia a la compresión

Si,

$\lambda \leq 2,25$ Entonces:

$$P_n = 0,66^{\lambda} F_y A_s$$

Si,

$\lambda \geq 2,25$, entonces

$$P_n = \frac{0,88 F_y A_s}{\lambda}$$

En el que:

$$\lambda = \left(\frac{K \ell}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

$\lambda = 0$, cuando el pilote se encuentra embebido completamente en el suelo.

Donde;

A_s = Área de la sección transversal bruta (cm²)

²⁴ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007, compression members 6.15, pág.834

F_y = Resistencia mínima a la fluencia (Mpa)

E = Módulo de resistencia (Mpa)




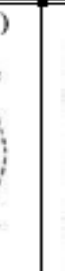
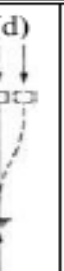


K = Largo efectivo²⁵

l = Luz libre (mm)

r_s = Radio de giro alrededor del plano de pandeo (mm).

λ = Factor normalizado de pandeo en columnas.

Factores Largo efectivo, K

Buckled shape of column is shown by dashed line	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Design value of K when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
End condition code		Rotation fixed Rotation free	Rotation fixed Rotation free	Translation fixed Translation fixed	Translation fixed Translation free	Translation free Translation free

²⁵ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007, length effective 4.6.5.2, pág.275

t Factores de resistencia para Φ

- For flexure $\phi_f = 1.00$
- For shear $\phi_v = 1.00$
- For axial compression, steel only $\phi_c = 0.90$
- For axial compression, composite $\phi_c = 0.90$
- For tension, fracture in net section $\phi_a = 0.80$
- For tension, yielding in gross section $\phi_y = 0.95$
- For bearing on pins in reamed, drilled or bored holes and on milled surfaces $\phi_b = 1.00$
- For bolts bearing on material $\phi_{bb} = 0.80$
- For shear connectors $\phi_{sc} = 0.85$
- For A 325M and A 490M bolts in tension
- For A 307 bolts in tension $\phi_t = 0.80$
- For A 307 bolts in shear $\phi_s = 0.65$
- For A 325M and A 490M bolts in shear $\phi_s = 0.80$
- For block shear $\phi_{bs} = 0.80$
- For web crippling $\phi_w = 0.80$

2.2.3 Resistencia combinada a compresión y flexión

Las cargas de compresión axial, P_u , y momentos concurrentes, M_{ux} , y M_{uy} , calculadas para cargas facturadas por procedimiento de análisis elástico deberán satisfacer las siguientes relaciones²⁶:

If $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$, then:

$$\frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

²⁶ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007, axial compression and flexure 6.15, pág.835

If $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$, then:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

Donde;

P_r = Resistencia a la compresión factorado (N)

M_{rx} = Resistencia a la flexión factorado de alrededor del eje x, tomado igual a Φ_f veces la resistencia nominal a la flexión alrededor del eje x (N-mm)

M_{ry} = Resistencia a la flexión factorado de alrededor del eje y, tomado igual a Φ_f veces la resistencia nominal a la flexión alrededor del eje y (N-mm)

M_{ux} = Momento de flexión facturado alrededor del eje x, calculado como se especifica abajo (N-mm).

M_{uy} = Momento de flexión facturado alrededor del eje y, calculado como se especifica abajo (N-mm).

Φ_f = Factor de resistencia a la flexión

M_{ux} y M_{uy} , momentos alrededor del eje x, puede ser determinado por:

- Análisis elástico de segundo orden domando en cuenta la magnificación del momento causado por la carga axial factorada.

2.2.4 Pandeo

La inestabilidad de aquellos pilotes que se extienden a través de agua o aire deberán ser tomados en cuenta de acuerdo a las condiciones específicas de carga.

Esta clase de pilotes se asume estarán empotrados a una cierta profundidad por debajo de la superficie. La estabilidad deberá ser determinada de acuerdo a lo previsto para miembros a compresión usando una longitud equivalente del pilote igual a la longitud no soportada lateralmente, mas la longitud embebida y empotrada. La profundidad de empotramiento deberá ser determinado de acuerdo con el artículo para pilotes se sección inclinada o análisis P-Δ pilotes verticales.

En una evaluación de la estabilidad la longitud efectiva del pilote debe ser igual a la longitud lateral sin apoyo más un embebido profundo para empotramiento.

La posibilidad de pandeo de la longitud sin apoyo del pilote y la determinación de la estabilidad bajo cargas laterales debe ser evaluada de acuerdo a métodos que consideren la interacción suelo-estructura.

Para un diseño preliminar, la profundidad de empotramiento debajo de la tierra en mm., se podrá tomar como²⁷:

- Para arcillas;

$$1.4 [E_p I_w / E_s]^{0.25}$$

- Para arenas:

$$1.8 [E_p I_w / n_h]^{0.2}$$

Donde;

E_p = Módulo de elasticidad del pilote (Mpa)

I_w = Menor eje de momentos de inercia para el pilote (mm⁴)

E_s = Módulo del suelo para arcillas = 0.674Su (Mpa)

²⁷ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007, buckling 6.15, pág.836

S_u = Resistencia al corte sin escurrir de la arcilla (Mpa)

N_h = Tipo de incremento del módulo del suelo con la profundidad de la arena de acuerdo a la tabla (Ver anexos)

2.3 Pilotes de acero tipo H

2.3.1 Esfuerzos de diseño

AASHTO recomienda que para el diseño y los esfuerzos de hincado para pilotes tipo H cargados axialmente, debe estar en términos de la fluencia del acero f_y . AASHTO limita el máximo esfuerzo de diseño permisible a $0,25f_y$ con un acero A-36 y una fluencia de 248 Mpa, esto resulta en un esfuerzo máximo de diseño de 64 Mpa. Pero si la pila puede sufrir daños el diseño puede incrementar a un máximo de $0,33f_y$. Sin embargo pruebas de carga estáticas y/o dinámicas confirman satisfactoriamente resultados que permiten realizar el diseño para este nivel de esfuerzos. Para un acero A-36 y un $0,33 f_y$ el resultado alcanza un esfuerzo de diseño de 82 Mpa.

2.3.2 Esfuerzos de hincado

AASHTO especifica el límite máximo esfuerzo de hincado para la compresión y tensión a $0,9 f_y$. Para un acero A-36 que el esfuerzo máximo de hincado es de 223 Mpa.²⁸

²⁸ Design and Construction of Driven Piles (Vol I), steel H-piles, pág 357

TABLE 11-1 MÁXIMO ESFUERZO PERMISIBLE PARA PILOTES H	
AASHTO (1994) Recommendations	
Esfuerzo de Diseño	<p>0.25 f_y</p> <p>>0.25 f_y Si el daño es poco probable realizadas las pruebas de carga. Los resultados de las pruebas de carga resultan satisfactorios para el ingeniero</p> <p>0.33 f_y Si el daño es poco probable y las pruebas de carga son realizadas y evaluadas por el ingeniero ³</p>
Esfuerzo de Hincado	<p>0.9 f_y</p> <p>223 MPa for ASTM A-36 ($f_y = 248$ MPa)</p> <p>310 MPa for ASTM A-572 or A-690, GR50 ($f_y = 345$ MPa)*</p>

2.4 Pilotes tipo tubo

2.4.1 Esfuerzo de Diseño

AASHTO recomienda que para el diseño y los esfuerzos de hincado para pilotes tipo tubo cargados axialmente, debe estar en términos de la fluencia del acero f_y . AASHTO limita el máximo esfuerzo de diseño permisible a $0,25f_y$ con un acero A-252, acero Grado 2 y una fluencia de 241 Mpa, esto resulta en un esfuerzo máximo de diseño de 64 Mpa. Pero si la pila puede sufrir daños el diseño puede incrementar a un máximo de $0,33f_y$. Sin embargo pruebas de carga estáticas y/o dinámicas confirman satisfactoriamente resultados que permiten realizar el diseño para este nivel de esfuerzos. Para un acero A-252, acero Grado 2 y un $033 f_y$ el resultado alcanza un esfuerzo de diseño de 79 Mpa.

2.4.2 Esfuerzo de Hincado

AASHTO especifica el esfuerzo límite máximo de hincado a $0,9 f_y$, para un acero A-252, acero Grado 2, que el esfuerzo máximo de hincado es de 217 Mpa.²⁹

TABLE 11-2 MÁXIMO ESFUERZO PERMISIBLE PARA PILOTES TIPO TUBO	
AASHTO (1994) Recommendations	
Esfuerzo de Diseño	$0.25 f_y$ >0.25 Si el daño es poco probable realizadas las pruebas de carga. Los resultados de las pruebas de carga resultan satisfactorios para el ingeniero $0.33 f_y$ Si el daño es poco probable y las pruebas de carga son realizadas y evaluadas por el ingeniero
Esfuerzo de Diseño	$0.9 f_y$ 186 MPa for ASTM A-252, Grado1 ($f_y = 207$ MPa) 217 MPa for ASTM A-252, Grado2 ($f_y = 241$ MPa) 279 MPa for ASTM A-252, Grado3 ($f_y = 310$ MPa)*

2.5 Pilotes tipo tubo rellenos de hormigón

2.5.1 Esfuerzos de Diseño

AASHTO recomienda que para el diseño y los esfuerzos de hincado en pilotes tipo tubo rellenos de hormigón cargados axialmente, debe estar en términos de la

²⁹ Design and Construction of Driven Piles (Vol I), steel H-piles, pág 358

fluencia del acero f_y y de la resistencia a la compresión del hormigón f'_c , estos requerimientos también pueden ser aplicados a pilotes Monotubo. AASHTO limita el máximo esfuerzo de diseño permisible a la suma de $0,25f_y$ sobre el área de la sección transversal del acero más $0,40 f'_c$ sobre el área transversal del concreto.

2.5.2 Esfuerzos de Hincado

Los pilotes tipo tubo rellenos de hormigón generalmente se encuentran sin cubrir en el proceso de hincado, por lo tanto AASHTO recomienda para esfuerzos de hincado aplicar tubos de acero descubiertos.³⁰

TABLE 11-3 MÁXIMO ESFUERZO PERMISIBLE PARA PILOTES TIPO TUBO CON RELLENO DE HORMIGÓN	
AASHTO (1994) Recommendations	
Esfuerzo de Diseño	$0.25 f_y$ sobre el área de acero mas $0.40 f'_c$ sobre el área de hormigón
Esfuerzo de Diseño	$0.9 f_y$ 186 MPa for ASTM A-252 Grado1 ($f_y = 207$ MPa) 217 MPa for ASTM A-252 Grado2 ($f_y = 241$ MPa) 279 MPa for ASTM A-252 Grado3 ($f_y = 310$ MPa)*

³⁰ Design and Construction of Driven Piles (Vol I), steel H-piles, pág 359

2.6 Pilotes de Hormigón

2.6.1 Generalidades

Todas las cargas resistidas por la cimentación y el peso propio de la cimentación se asumirá será transmitida hacia los pilotes. Los pilotes hincados deberán ser diseñados para resistir las fuerzas de hincado y de manejo, para la transportación y dirección un pilote prefabricado deberá ser diseñado para no menos que 1,5 veces su propio peso.

Cualquier porción del pilote donde exista un soporte lateral adecuado que prevenga el pandeo (inexistente a todo momento) deberá ser diseñado como columna.

Los puntos o zonas de empotramiento para la resistencia de cargas laterales y momentos deberán ser determinados por un análisis de las propiedades del suelo

Los pilotes de hormigón deberán ser embebidos en las zapatas o en encepados como se especifica en el manual del AASHTO.

El refuerzo del anclaje deberá consistir ya sea de la extensión del refuerzo del pilote o el uso de dobelas. Las fuerzas del levantamiento o esfuerzos inducidos por flexión deberán ser resistidas por el refuerzo. El porcentaje de acero para el refuerzo de anclaje no deberá ser menor a 0,005 y el numero de barras no deberá ser menor que 4, el refuerzo deberá ser desarrollado suficientemente para resistir una fuerza de 1,25 fyAs.

Los traslapes en el concreto de pilotes deben ser desarrollados para resistir fuerzas axiales, flexión, corte y torsión.³¹

³¹ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007, concrete piles 5.13.4, pág.531

2.6.2 Pilotes prefabricados

2.6.2.1 Dimensiones del pilote

Los pilotes de hormigón deben ser de sección uniforme o cónica. Los pilotes de forma cónica no deberán ser usados para construcción tipo cercha, excepto para la porción del pilote que se encuentra por debajo de la superficie del terreno o en cualquier lugar donde los pilotes actúen como columnas.

En los lugares donde los pilotes están expuestos a aguas salinas, deberán tener una sección transversal medida por encima de la sección cónica no menor 900 cm^2 , los pilotes usado en aguas salinas deberán tener una sección transversal a 1420 cm^2 . Las esquinas de una sección rectangular deberán ser chanfladas.

El diámetro de pilotes cónicos medidos 60cm desde la punta, no deberá ser menor que 20cm donde, para todas las secciones transversales del pilote, el diámetro deberá ser considerado como la menor dimensión a lo largo del centro de la sección transversal.

2.6.2.2 Refuerzo de acero

El refuerzo longitudinal deberá consistir de no menos de 4 barras espaciadas uniformemente alrededor del perímetro del pilote. El área de refuerzo del acero no deberá ser menor del 1,5% de la sección transversal bruta del hormigón. La longitud total del acero de refuerzo deberá estar encerrada con una espiral de refuerzo o estribos equivalentes. Los estribos o espirales deberán ser espaciados para proveer de un esfuerzo de compresión uniforme sobre la sección transversal de pilote no menor que 5Mpa.

Pilotes no mayores a 60cm de diámetro;

- 2 La espiral no debe ser menor que MW 25
- 3 El refuerzo en espiral al final del pilote deberá tener un espaciamiento de 75mm para aproximadamente 16 giros.
- 4 Los últimos 150mm del pilote teniendo 5 giros de espiral adicional con enrollamiento de 25mm de espaciamiento.
- 5 Para el resto del pilote los estribos encerrados con la espiral de refuerzo no deberán ser mayores a 150mm de espaciamiento.

Pilotes mayores a 60 cm. de diámetro;

- La espiral no deberá ser mayor MW 26
- El refuerzo en espiral al final del pilote deberá tener un espaciamiento de 50mm para aproximadamente 16 giros.
- Los últimos 150mm del pilote teniendo 5 giros de espiral adicional con enrollamiento de 38mm de espaciamiento.
- Para el resto del pilote los estribos encerrados con la espiral de refuerzo no deberán ser mayores a 100mm de espaciamiento.³²

2.6.3 Pilotes in-situ

Los pilotes pre-barrenados pueden ser usados solamente cuando las condiciones del suelo lo permiten, si las camisas para la fundición de los pilotes in situ deben ser lo suficientemente gruesas y resistentes para mantener su forma y no muestra distorsiones peligrosas durante el hincado y después de que las camisas

³² AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007, concrete piles 5.13.4, pág.532

adyacentes han sido hincadas y el tubo de perforación si existiese alguno, ha sido retirado.

2.6.3.1 Dimensiones del pilote

Los pilotes de concreto pre barrenado pueden tener una sección transversal uniforme o pueden ser cónicos en cualquier parte si son fundidos con camisas de refuerzos o pueden ser con pedestal si la fundición se hace en agujeros perforados mediante camisas.

El área de la cabeza del pilote deberá ser por lo menos 645 cm². El área de la sección transversal en la punta del pilote deberá ser por lo menos de 323cm². Para extensiones del pilote sobre la cabeza el tamaño mínimo deberá ser el mismo que se requiere para un pilote pre-fabricado.

2.6.3.2 Acero de Refuerzo

El área del refuerzo longitudinal no deberá ser menor que el 0,8% de Ag, con un reforzamiento espiral MW 25, con un separamiento de 15cm., El refuerzo de acero deberá ser extendido 300cm por encima del plano donde el suelo provee de un adecuado refuerzo lateral.

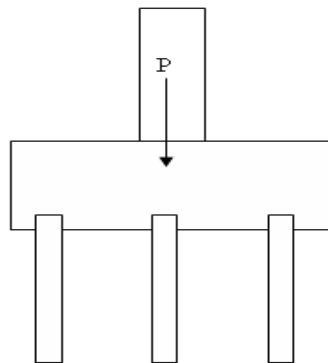
Las camisas de refuerzo deberán ser más de 3mm de espesor y pueden ser consideradas como parte del refuerzo. En ambientes corrosivos mínimo de 1,5mm., deberá ser reducido del espesor de la camisa de fundición para la determinación de la resistencia.

Para el pilotaje de pilotes pre-barrenados de hormigón, la distancia libre entre barras longitudinales paralelas y barras transversales paralelas de refuerzo no

deberá ser menor que 5 veces el tamaño máximo del agregado o 125mm., excepto para aquellas zonas con requerimientos sísmicos.³³

2.6.4 Fórmulas para el diseño de pilotes bajo carga axial

Para obtener el armado básico de un pilote de hormigón armado es necesario trabajar con un método iterativo relativo en el cual nos imponemos la sección y armadura del pilote y comprobamos si esa armadura podría resistir la carga el momento reflejado transmitido por la columna a la cimentación.



Armado con espiral o zuncho.

$$P = A (0,33f'c + fsp) R$$

Donde;

P = La carga que soporta el pilote

A = Área transversal de hormigón

f'c = Resistencia última del hormigón

³³ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007, concrete piles 5.13.4, pág.534

$$f_s = 0.4 f_y$$

ρ = Cuantía de acero

R = es el coeficiente de esbeltez que puede ser calculado mediante la siguiente

$$\text{formula; } R = 1,23 - 0,008 l/r$$

Donde;

l = longitud elástica que depende del sistema de empotramiento: $l = L \cdot k$

L = longitud del pilote

k = coeficiente que depende del empotramiento del pilote.

r = radio de giro de la sección para secciones cuadradas ($r = 0,03B$) y
circulares ($r = 0,25D$)

Donde;

B = ancho del pilote

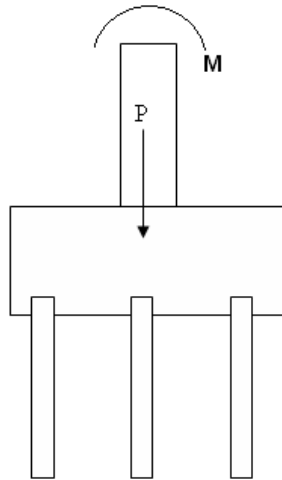
D = diámetro del pilote.

Armado con estribos

$$P = 0,85A (0,33f'_c + f_{sp}) R$$

2.6.5 Fórmulas para el diseño de pilotes bajo carga axial y momentos

El cálculo de momentos en las columnas de los subsuelos de los edificios se disipan en casi un 50% en las cadenas de amare y tan solo un 50% son transmitidos a las cimentaciones corridas ó cimentaciones aisladas y en el caso que tengamos cimentación sobre los plintos estos momentos se distribuyen proporcionalmente. Estas consideraciones se realizan por motivos de seguridad en el cálculo.



Ecuación Básica

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1,0$$

- a) **Esfuerzo a la compresión producido por la carga axial (fa)**

$$fa = \frac{P}{A}$$

- b) **Esfuerzo de compresión nominal**

Pilote con zuncho: $Fa = (0.33f_c + f_s \cdot \rho)$

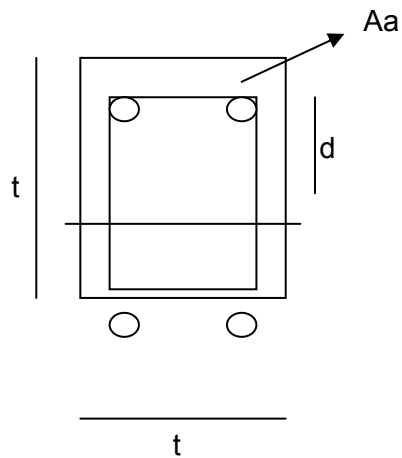
Pilote con estribo: $Fa = 0.85 \cdot (0.33f_c + f_s \cdot \rho)$

- c) **Esfuerzo de compresión den la cara exterior**

$$Fb = 0.45 \cdot f_c$$

- d) **Esfuerzo de compresión máximo en la fibra extrema**

$$fb = \frac{M \cdot t}{2d}$$



Aa = Area de la armadura

d = altura efectiva

t = ancho del pilote

Inercia

$$I = \frac{t^4}{12} + (n-1) \left[\frac{\pi r^4}{4} + A_A d^2 \right] N =$$

Donde;

n = relación modular elástica =10

$$n = \frac{\text{módulo de elasticidad de la armadura}}{\text{módulo de elasticidad de hormigón}}$$

r = radio de la varilla

2.7 Requerimientos Sísmicos

2.7.1 Zona 1

No necesitan ser consideradas provisiones adicionales de diseño para la zona 1.

2.7.2 Zona 2

2.7.2.1a Generalidades

Pilotes para estructura en la zona 2 pueden ser usados para resistir tanto cargas axiales como laterales. La profundidad mínima ha ser embebida para las resistencias del pilote requeridas tanto a carga axial como a lateral, por cargas

sísmicas deberán ser determinadas mediante métodos y criterios de diseño establecidos por investigaciones geotécnicas y geológicas específicas del lugar.

Los pilotes de concreto deberán ser anclados a las zapatas o al encepado, ya se mediante el embebimiento del refuerzo o anclajes que desarrollen fuerzas de levantamiento. La longitud ha ser embebida no deberá ser menor que la longitud de desarrollo requerida para el refuerzo como se especifica,

- Para varillas numero 36 ó menores $\frac{0,02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'c}}$, pero no menor que

$$0,06d_b \cdot f_y$$

Donde;

A_b = Área de la varilla

d_b = Diámetro de la varilla

$f'c$ = Resistencia a la compresión prima del hormigón

f_y = Resistencia a la fluencia del acero

- Para momento 15 veces el diámetro de la varilla y para momento negativo 12 veces el diámetro de la varilla, la que sea menor.

2.7.2.1b Pilotes fundidos in-situ

Para pilote fundidos in situ el acero longitudinal deberá ser provisto en la parte superior del pilote una longitud no menor a 1/3 de la longitud del piote o 240cm., con un refuerzo mínimo de acero con una relación mínima 0,005 de provista por lo menos de 4 varillas. Para pilotes menores a 610mm en diámetro el refuerzo en espiral o su equivalente en estribos de no menor a varillas numero 10 deberá ser provisto con un espaciamiento no mayor a 22,5cm., excepto el espaciamiento que

no deberá exceder a 10cm dentro de la longitud que se encuentra por debajo del refuerzo del encepado de no menor a 600mm o 1,5 veces el diámetro del pilote, la que sea mayor.

2.7.2.1c Pilotes prefabricados

Para pilotes prefabricados el acero de refuerzo longitudinal no deberá ser menor que el 1% de la sección transversal del área y provisto por no menos de 4 varillas. El refuerzo en espiral o su equivalente en estribos de no menor a varillas numero 10 deberá ser provisto con un espaciamiento no mayor a 22,5cm., excepto el espaciamiento que no deberá exceder a 10cm dentro de la longitud que se encuentra por debajo del refuerzo del encepado de no menor a 600mm o 1,5 veces el diámetro del pilote, la que sea mayor.

2.7.3 Zonas 3 y 4

2.7.3.1a Generalidades

En adición para los requerimientos especificados en la zona 2 los pilotes en las zonas 3 y 4 deberán estar conforme a los requerimientos especificados de aquí en adelante.

2.7.3.1b Longitud de confinamiento

La parte superior de cada pilote deberá ser reforzado y confinado como una zona potencial de articulación plástica, excepto cuando se puede establecer que no existe posibilidad de una deflexión lateral significativa en el pilote. La potencial

región de articulación plástica deberá extenderse desde la parte baja del encepado sobre una altura no menor que 2 veces el diámetro del pilote o 600mm. Si un análisis del puente y del sistema de pilotes indica que la zona de articulación plástica se puede formar a un nivel más bajo, la longitud de confinamiento con el refuerzo longitudinal especificado y un espaciamiento menor se deberá extender de igual forma hasta el punto de formación de la zona plástica.

2.7.3.1c Radio volumétrico para confinamiento

La relación volumétrica del refuerzo transversal para la longitud de confinamiento deberá ser la misma que para columnas art. 5.10.11.4.1d

2.7.3.1d Pilotes fundidos in-situ

Para pilotes fundidos in-situ, el acero longitudinal deberá ser provisto para toda la longitud del pilote. En los 2/3 superiores del pilote, la relación del acero longitudinal, provisto por no menos de 4 varillas no deberá ser menor que 0,75%. Para pilotes con un diámetro mayor a 610mm. La espiral de refuerzo o su equivalente en estribos de varillas no menores a 10, deberá ser provisto con un espaciamiento no mayor a 22,5cm., excepto dentro de una longitud por debajo del refuerzo del encepado de no menor a 1200mm. Y en donde la relación volumétrica y los detalles de traslape estén de acuerdo a lo expuesto anteriormente.

2.7.3.1e Pilotes prefabricados

Para pilotes pre-fabricados, el refuerzo en espiral no deberá ser menor que barras numero 10 con una espaciamento no mayor a 22,5cm, excepto para la parte superior de 1200mm, donde el espaciamento deberá ser 75mm y la relación volumétrica y los detalles de traslape deberán estar de acuerdo a lo expuesto anteriormente.

2.7.4 Esfuerzos de Diseño

La tabla 11.4 resume las recomendaciones de la AASHTO para los esfuerzos de diseño e hincado para los pilotes de concreto prefabricados cargados axialmente en términos de la resistencia a la compresión f'_c en Mpa. Los pilotes prefabricados que están completamente embebidos en suelos que proveen de esfuerzo lateral están sometidos a esfuerzos de $0,33 f'_c$ sobre la sección transversal bruta del concreto. El concreto debe tener una resistencia a la compresión mínima de 34,5 Mpa a los 28 días.

2.7.5 Esfuerzos de Hincado

AASHTO especifica una compresión permisible máxima y la limita a un valor de 0,85 veces la resistencia a la compresión del concreto para los esfuerzos de hincado. Los esfuerzos de hincado a tensión están limitados a $0,25 (f'_c)^{0,5}$.³⁴

³⁴ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007, requerimientos sísmicos 5.13.4.6, pág.535

CAPITULO 3: ENCEPADO DE PILOTES

3.1

Generalidades

Los encepados son elementos estructurales monolíticos, de concreto armado, de considerable volumen y rigidez, que cumplen la función de conectar las cabezas de los pilotes, transfiriéndoles las cargas de la superestructura. A su vez los pilotes transmiten estas cargas al subsuelo. Por lo tanto, los encepados se comportan en forma similar a las bases aisladas directas, con la diferencia que en los encepados las reacciones del suelo actúan como cargas concentradas en el eje de los pilotes. Si se suman todas las reacciones de los pilotes de un mismo encepado, y se dividen por el área en planta de este, se obtiene una presión estática equivalente, la cual en general alcanza magnitudes considerables, pues los pilotes tienen gran capacidad de carga. En literatura técnica los encepados se conocen también por cabezote, dados o plintos y pueden cumplir las siguientes funciones estructurales:

- Resistir las cargas gravitacionales, las laterales y los momentos flectores de las columnas transmitiéndolos a los pilotes en forma de cargas axiales exclusivamente.
- Impedir los asentamientos de los pilotes aislados, o la falla localizada en alguno de ellos por concentraciones de esfuerzos.

3.2 Determinación de la geometría

Las formas geométricas y las dimensiones de los encepados quedan definidas por el número de pilotes que conectan y su separación, así como por el valor adoptado de recubrimiento r medio desde la cara exterior de los pilotes. Se adopta generalmente:

$$r \geq 22,5 \text{ cm}$$

La separación s entre ejes de los pilotes dependerá de la forma principal de trabajo de los mismos. En pilotes que trabajan por punta, apoyados en roca o en un estrato firme del subsuelo se debe cumplir:

$$s \geq \begin{cases} D + 30 \text{ cm} \\ 1,75 \text{ a } 2,5 D \\ \sqrt{\frac{\text{Carga en cada pilote (en Kg)}}{\text{Capacidad portante del suelo (en Kg/cm}^2)}} \end{cases}$$

y en pilotes que trabajan por fricción, en suelos cohesivos la separación s resulta:

$$s \geq \begin{cases} 2,5 \text{ a } 3 D \\ 75 \text{ cm} \end{cases}$$

D es el diámetro en pilotes cilíndricos o la magnitud de la diagonal en las secciones transversales cuadradas o H . En la práctica, es usual adoptar:

$$s \geq \begin{cases} 3 D \\ 1 \text{ m} \end{cases} \quad e \geq \frac{s\sqrt{3}}{2}$$

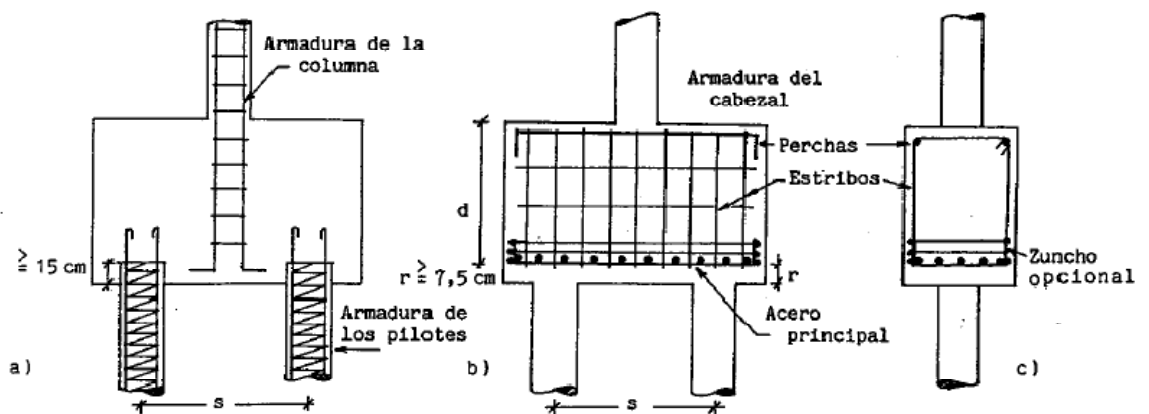
Los encepados pueden agrupar de 2 a 15 pilotes, si bien es preferible que todo encepado conecte un mínimo de 3 pilotes, ubicados en los vértices de un triángulo isósceles y un máximo de 12 pilotes, para su eficiencia no disminuya excesivamente.

Si un encepado tiene 3 pilotes en triángulo, no necesita teóricamente arriostramientos, si bien todos los encepados deban arriostrarse en dos direcciones ortogonales. No se aconseja el uso de un solo pilote por encepado, aún cuando esté arriostrado conveniente, salvo en el caso de columnas que transmitan cargas muy livianas, cuyo eje longitudinal coincida con el del pilote.

Las normas permiten el empleo de encepados con dos pilotes, siempre que el arriostramiento en las dos direcciones ortogonales resista la totalidad de las cargas de diseño y empujes horizontales debidos a excentricidades, cargas laterales de viento, sismo o empujes en general. Por lo tanto, en un edificio apoyado sobre pilotes, todos sus encepados deben hallarse rígidamente conectados por vigas de encadenado o riostras ortogonales, cualquiera sea el número de pilotes que tenga el encepado. De esta manera, se logra un mejor comportamiento de conjunto.

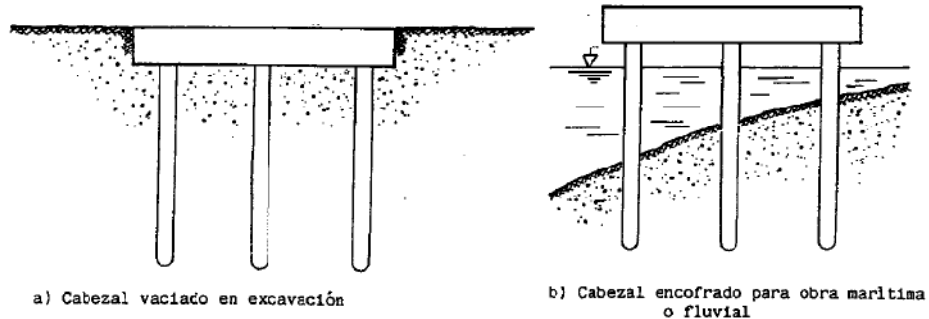
Para que un pilote pueda considerarse empotrado en un encepado, debe penetrar en él un mínimo de 30cm después de que todo el material dañado haya sido removido. Si el pilote es unido a encepado mediante barras embebidas, el pilote deberá embeberse en el encepado no menos de 15cm, de lo contrario se lo considera articulado en su extremo superior. Los encepados deben ser de concreto de buena calidad con resistencia mínima de $f'c = 200$ a 250 Kg/cm^2 , y se los armará en su borde inferior para resistir los esfuerzos de tracción producidos.

Las barras de la armadura resistente deben tener un recubrimiento mínimo de 7,5 , y se colocarán en por encima de las cabezas de los pilotes. Por lo general, los encepados se construyen vaciando el concreto directamente en los huecos excavados para tal fin en el suelo de fundación, sobre las cabezas de los pilotes, con excepción de las obras marítimas o fluviales, donde se deben usar encofrados. En los suelos expansivos, por otra parte, los es deben aislarse convenientemente.



Las barras de la armadura longitudinal de la columna, así como las ligaduras, deben penetrar en el encepado, en su altura total. Asimismo, la armadura de los pilotes es conveniente prolongar al menos 30cm a partir de la cabeza de los pilotes, de modo de otorgarle suficiente anclaje dentro de la masa de concreto del encepado. En el borde inferior del encepado, además, se suele disponer un zuncho como muestra la figura anterior para confinar la zona traccionada. Los estribos que se coloquen deben ser cerrados. Los estribos que se coloquen deben ser cerrados. En encepados de altura mayor a 60 cm., se debe diseñar la armadura de paramento según flexión simple.³⁵

³⁵ María Graciela Fratelli - Suelos de Fundaciones y Muros, cabezales y grupo de pilotes, pág.420



3.2.1 Determinación del número de pilotes

Para determinar el número de pilotes que va a requerir un encepado debemos determinar el máximo y el mínimo número de espaciamientos que la estructura puede tener, para lo cual se procede a seguir los siguientes pasos³⁶;

1.- Espaciamiento al borde del encepado

Según la norma el espaciamiento mínimo para recubrimiento debe ser 22,5 cm.

Entonces;

$$dist_{\min} = recubrimiento_{\min} + \frac{D}{2}$$

Donde,

D = diámetro del pilote

2.- Máxima dimensión del encepado

La distancia del encepado en dirección perpendicular a la línea del eje (L) está limitado por el ancho de la pila.

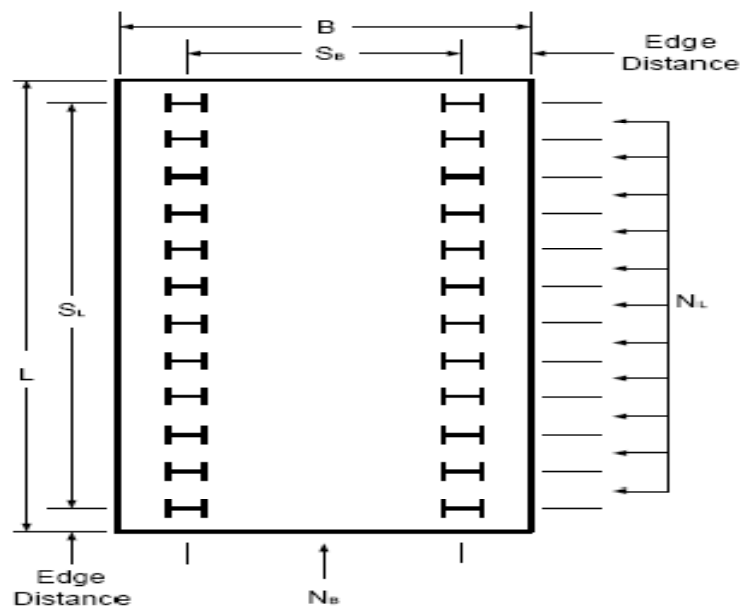
³⁶ LRFD Steel Bridge Design Example, Select Suitable Pile Type and Size, pág 554

$L_{max} = L$

El ancho del encepado en dirección paralela al la línea del eje (B) puede ser más ancho que la pila de acuerdo a los requerimientos. (fig.3.2.1)

$B_{m\acute{a}x} = B$

Fig. 3.2.1



3.- Espaciamiento entre pilotes

En dirección B

- $(S_B) =$ Distancia entre los pilotes.

$S_B =$ esta definido como: el ancho del encepado – 2 veces la distancia mínima.

Entonces;

$$S_B = B - 2 \text{ dist}_{\text{mín}}$$

- $(N_B) =$ Máximo numero de espaciamiento entre pilotes

Depende de la separación mínima requerida entre pilotes de acuerdo a la norma:

$$s \geq 2D \text{ a } 3D, \text{ para este caso tomaremos de } 3D,$$

Entonces;

$$N_B < \frac{S_B}{3D}$$

- **(N_B) = Mínimo número de espaciamiento entre pilotes a 25,4 cm. de acuerdo a la norma.**

$$N_B > \frac{S_B}{24,5}$$

En dirección L

- **(S_L) = Distancia entre los pilotes.**

S_L = esta definido como: el ancho del encepado – 2 veces la distancia mínima.

Entonces;

$$S_L = L - 2 \text{ dist}_{\text{mín}}$$

- **(N_L) = Máximo numero de espaciamiento entre pilotes**

Depende de la separación mínima requerida entre pilotes de acuerdo a la norma:

$$s \geq 2D \text{ a } 3D, \text{ para este caso tomaremos de } 3D,$$

Entonces;

$$N_L < \frac{S_L}{3D}$$

- **(N_L) = Mínimo número de espaciamiento entre pilotes a 25,4 cm. de acuerdo a la norma.**

$$N_L > \frac{S_L}{24,5}$$

3.3 Hipótesis fundamentales de diseño

- Los encepados son miembros estructurales doblemente simétricos en planta, y conectan pilotes también simétricamente distribuidos.
- Todos los pilotes de un mismo encepado son iguales y tienen idéntica capacidad resistente
- Los pilotes de cada encepado se suponen apoyados sobre los mismos estratos del subsuelo
- El número necesario de pilotes, en cada encepados y su distribución, se determina en función de la combinación mas desfavorable de las cargas que actúan sobre el encepado
- La distribución de las presiones en el suelo debidas a las cargas que les transmite un grupo de pilotes, debe ser consistente con la capacidad portante del suelo, y respetar los principios establecidos de la mecánica de suelos.
- La carga máxima que debe soportar cada pilote, para la combinación más desfavorable de las cargas transmitidas por la superestructura, no debe superar la resistencia del pilote como elemento estructural
- Debido a su gran volumen, los encepado son elementos rígidos que pueden sufrir asentamientos y rotaciones en el suelo de fundación
- Las cargas y momentos flectores que las columnas transmiten al encepado, solicitan los pilotes en forma de cargas axiales aplicadas en el baricentro de su sección transversal. Estas cargas incluyen asimismo el peso propio del encepado.
- Los pilotes y el encepado, en forma similar a los restantes elementos resistentes de la estructura que se analiza, en concreto armado, se

diseñarán para las cargas y reacciones mayoradas, y los factores de minoración de resistencia.

- La armadura mínima de los encepados será la indicada como diseño a flexión simple cuando sean asimilables a vigas y en diseño de refuerzo para losas macizas cuando lo sean a placas y losas.
- La altura mínima de los encepados será $d \leq 30\text{cm}$. Cuando la altura total del encepado sea $h \geq 60\text{cm}$., se debe distribuir la correspondiente armadura.
- Todas las fuerzas y momentos que actúan en la base de las columnas o pedestales de concreto armado, se transferirán a la parte superior del encepado por contacto directo con el concreto, y mediante armaduras. En la superficie de contacto los miembros, los esfuerzos no excederán la resistencia del concreto al aplastamiento.
- Las armaduras necesarias para transferir estas cargas, se deben colocara a través de la superficie de contacto, prolongando las barras longitudinales o mediante espigas, y su pares debe satisfacer las tres condiciones siguientes:
 - a) Resistir aquella parte de la fuerza que no es transmitida por aplastamiento del concreto
 - b) No ser menor que el 1% de la sección de la columna o 0,005 veces la sección del pedestal la que sea mayor, y tener un mínimo de 4 barras
 - c) Si las condiciones de carga origina esfuerzos de tracción, deben resistir la fuerza total de tracción.
- La longitud de desarrollo de estas barras cumplirá con las condiciones propias del desarrollo del diseño: Cuando se emplean espigas, su sección no será mayor que $\phi 1\ 3/8''$ y su diámetro no excederá el de las barras longitudinales en más de 5mm.

- Las prolongaciones de las espigas deben ser:

Dentro de las columnas: la longitud mayor entre la correspondiente al empalme de las espigas o la de desarrollo de las barras de $\phi 1\ 3/4"$ (43mm) o de $\phi 2\ 1/4"$ (57,3mm), cuando estas barras sean la armadura longitudinal de la columna y estén sometidas a compresión solamente.

Dentro del encepado la longitud de desarrollo de las espigas.

- Para encepados con superficies superiores inclinadas o escalonadas se satisfarán los mismos requisitos de las de forma similar al diseño de losas macizas.
- Cuando las columnas que apoyan en los encepados tienen forma diferente de la cuadrada o rectangular, por ejemplo las circulares u ovaladas, se asume una sección cuadrada de área equivalente a fin de ubicar las secciones críticas para momento flector, fuerza de corte y punzonado, así como para el desarrollo del refuerzo.³⁷

3.4 Distribución de cargas para pilotes en grupo

El criterio general que se emplea para obtener la distribución de las cargas sobre los pilotes de un mismo encepado, es de suponer que éste tiene rigidez infinita. Por ello, si se cumplen las hipótesis mencionadas en la sección anterior y además:

- el centro de presiones de las cargas de las columnas se halla sobre la misma vertical del centro del gravedad del encepado, y
- todos los pilotes del grupo son verticales,

³⁷ María Graciela Fratelli - Suelos de Fundaciones y Muros, cabezales y grupo de pilotes, pág.421

soportan la misma carga axial P_1 :

$$P_1 = \frac{P}{n}$$

siendo P la carga transmitida por la columna, más el peso del encepado, y n es el número de pilotes iguales. Cuando además de la carga axial, la columna transmite al encepado momento flector M_x y M_y en flexo-compresión biaxial, como se indica en la figura, se analizarán estos efectos separadamente.

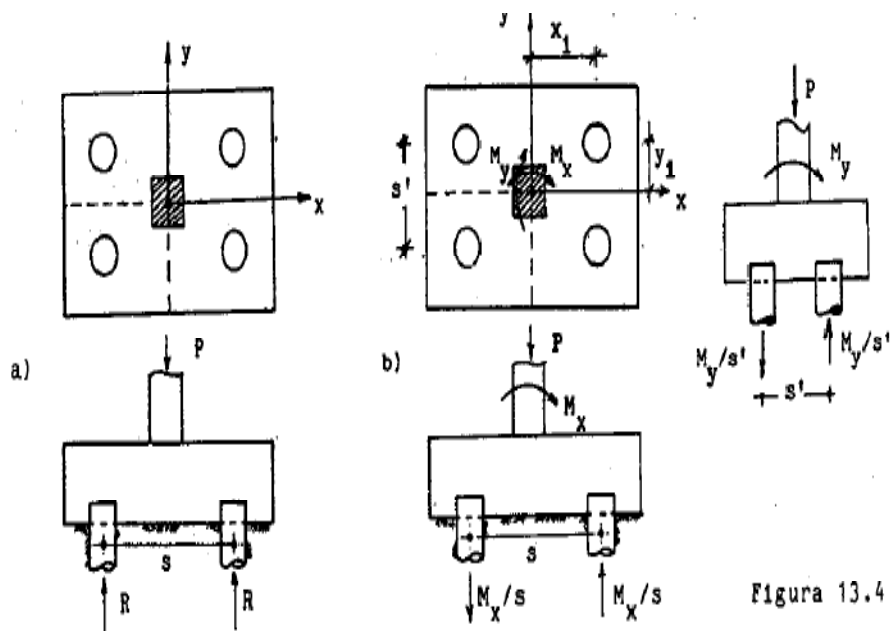


Figura 13.4

Caso a) Carga axial centrada

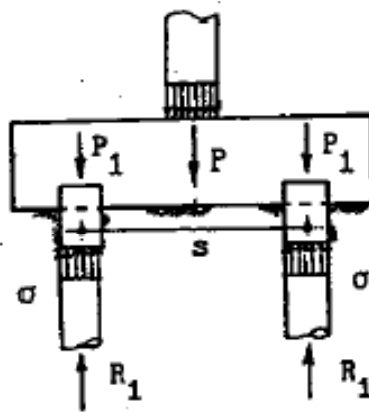


Figura 13.5

Este caso corresponde a la figura 13,4 a) detallada en la página anterior. Debido a la rigidez del encepado, todos los pilotes reciben igual carga axial

$$\sigma = \frac{P}{\sum_1^n A_1} \quad P_1 = \sigma A_1$$

A1 es el área de la sección transversal de cada pilote, y P1, la carga proporcional que soporta. Por hipótesis se acepta que todos los pilotes tiene la misma sección transversal por ello resulta:

$$\sigma = \frac{P}{n A}$$

Donde;

n es el número de pilotes del encepado

Por lo tanto la reacción en cada pilote vale:

$$R_1 = \sigma A = \frac{P}{n}$$

En cada pilote las reacciones R1 se consideran aplicadas en el eje longitudinal del mismo. En ausencia de momentos flectores, y para cargas centradas de la columna que apoya en el encepado, todos los pilotes estarían resistiendo la misma carga axial. La presencia de momentos flectores, como se analiza a continuación, aliviana algunos pilotes y recarga otros según el sentido en que se apliquen los pares.

Caso b) Efecto del momento flector Mx

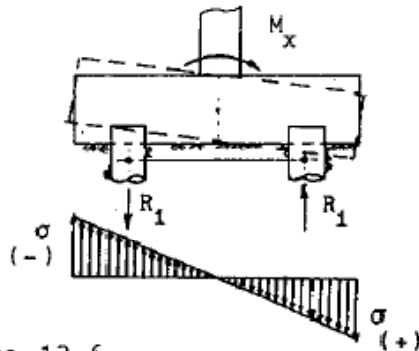


Figura 13.6

Según la ecuación de resistencia de materiales:

$$\sigma_1 = \frac{M_x x_1}{\sum_1^n I_y} \quad \text{Ecuación 1}$$

\$X_1\$ es la distancia del baricentro del pilote 1 al eje de las coordenadas, como se indica en la figura 13.4 b) y 13.7

\$\sum_1^n I_y\$ es la sumatoria de los momentos de inercia de las áreas de las secciones transversales de los \$n\$ pilotes respecto con el eje \$y\$.

$$\sum_1^n I_y = \sum_1^n (I_o + A_1 x_1^2) \quad \text{Ecuación 2}$$

\$I_o\$ es el momento de inercia propio e la sección transversal de cada pilote. Fig. 13.7

$$I_o = \frac{\pi r_o^4}{4} \quad \text{Pilote 1}$$

$$I_x = I_o + A_1 y_1^2$$

$$I_y = I_o + A_1 x_1^2$$

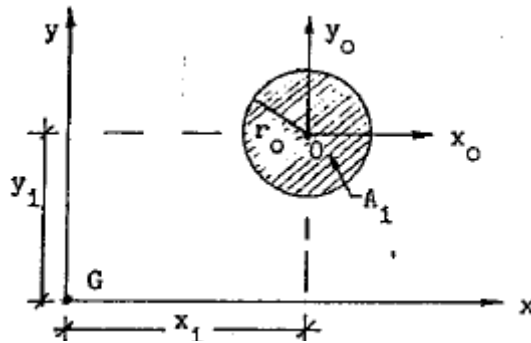


Fig.13.7

En pilotes de pequeño diámetro, se puede despreciar el momento de inercia propio de su sección transversal I_0 , por ser de reducida magnitud en este caso de la ecuación 1 se obtiene:

$$\sigma_1 = \frac{M_x x_1}{A \sum_1^n x_1^2} \quad (\text{para } A_1 = A)$$

Ecuación 3

Sin embargo, si el pilote es de gran diámetro, como es el caso de las pilas, lo no puede despreciarse y será válida la ecuación 2.

Caso c) Efecto del momento flector M_y

Haciendo un razonamiento similar para el eje x, se obtiene:

$$\sigma_1 = \frac{M_y y_1}{A \sum_1^n y_1^2}$$

Ecuación 1

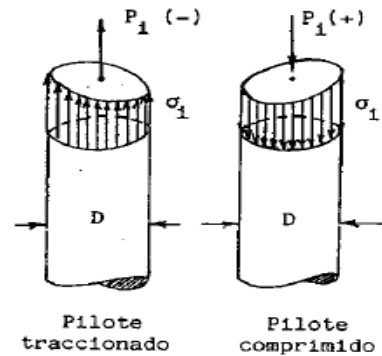
Aplicando el principio de superposición, válido en régimen elástico, se cumple:

$$\sigma_1 = \frac{P}{n A} \pm \frac{M_x x_1}{A \sum_1^n x_1^2} \pm \frac{M_y y_1}{A \sum_1^n y_1^2}$$

Ecuación 2

La ecuación 2 corresponde a un plano inclinado que define un volumen de esfuerzos en forma de cilindro trunco, como indica la siguiente figura, se deduce:

$$P_1 = A \sigma_1 = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x x_1}{\sum_1^n x_1^2} \pm \frac{M_y y_1}{\sum_1^n y_1^2}$$



P_1 es la carga axial que soporta el pilote 1 del encepado. Cuando P_1 resulta negativo, esta soportando tracción.

3.5 Diseño de Encepado

El diseño de los encepados puede realizarse según dos criterios diferentes, con;

- El método de las bielas
- El método de la flexión

Método de las bielas

Este método se aplica a los encepados de gran altura y considerable rigidez, cuando la recta que une el centro de la base de arranque de la columna o pedestal con el centro de las secciones superiores de los pilotes, forma con la vertical un ángulo: $\beta \leq 40^\circ$

La figura 1 grafica esta condición para un encepado de dos pilotes. Para ello debe cumplirse: $\beta \leq 40^\circ$

En el método de las bielas, la conexión entre el encepado rígido y los pilotes, se suponen articulada, eliminando así la posibilidad de la presencia de momentos flectores en las cabezas de los pilotes. Por lo tanto, éstos sólo resisten cargas axiales aplicadas según su eje longitudinal.

La carga N de la columna se transmite a los pilotes atravesando un medio continuo ideal, dentro de la masa de concreto del encepado, por medio de bielas

comprimidas, en forma de delgados prismas o cilindros de concreto, que unen el centro de la base de la columna con el centro de la cabeza de los pilotes.

El efecto de arco producido por las bielas de compresión, da por resultado una fuerza de tracción horizontal junto al borde inferior del encepado, que debe ser resistida por medio de barras de acero convenientemente dispuestas a tal fin. La figura 1 da los detalles de la transmisión de las fuerzas dentro del encepado rígido.

Las normas permiten en este caso no verificar a corte el encepado, y diseñarlo sólo a tracción por lo tanto, no sería teóricamente necesario colocar refuerzo transversal. Sin embargo es aconsejable proveer al encepado de estribos cerrados mínimos, con separación máxima; $s' \leq 30cm$ y disponer la armadura de paramento cuando la altura total; $h \geq 60cm$.

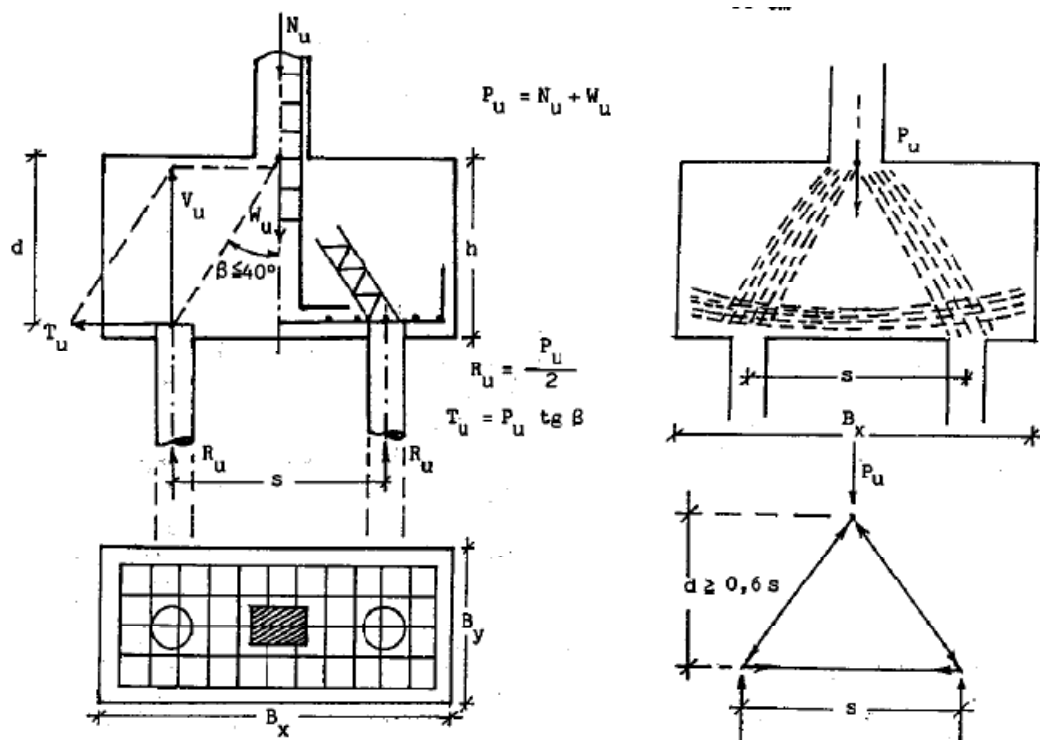


Figura 1

La determinación de las fuerzas de tracción junto al borde inferior de los encepados se puede determinar mediante el método de las bielas, en encepados con cualquier número de pilotes, según se analiza a continuación. Los valores resultantes de las fuerzas de tracción en cada caso se indican en la Tabla 1,

Método de la flexión

El método de la flexión es aplicable al caso de los encepados con altura limitada, y $\beta \geq 40^\circ$. Se lo conoce también por vigas-encepados.

Los encepados analizados como vigas, deben cumplir los requisitos de flexión, corte y punzonado. A continuación se detallará la deducción de la magnitud de las fuerzas de tracción en los encepados, aplicando el método de las bielas y el de la flexión. En general, el método de las bielas da resultados más conservadores, por lo cual la Tabla 1 se refiere a estos valores.

En encepados de gran altura serán asimismo aplicables los conceptos dados para la viga-pared, en lo relativo a la determinación de los planos críticos de corte y punzonado.

Momentos flectores en los encepados

El plano crítico para flexión en los encepados se indica en la figura 2, de acuerdo con especificaciones y se halla:

- a) En la cara de la columna pedestal o muro si éstos son de concreto (esquema a)
- b) En la cara de la sección cuadrada equivalente, si la columna o pedestal de concreto tienen forma circular, ovalada o es un polígono regular concéntrico
- c) En la mitad de la distancia entre el eje y el borde de la columna o muro, cuando estos elementos son de mampostería (esquema b)

- d) En la mitad de la distancia entre el borde de la columna metálica y el extremo de la plancha de base de acero, en el caso de columna metálica sin pedestal (esquema. c)

El momento máximo será el producido por todas las cargas y reacciones mayoradas, ubicadas a un lado de la sección crítica a-a.

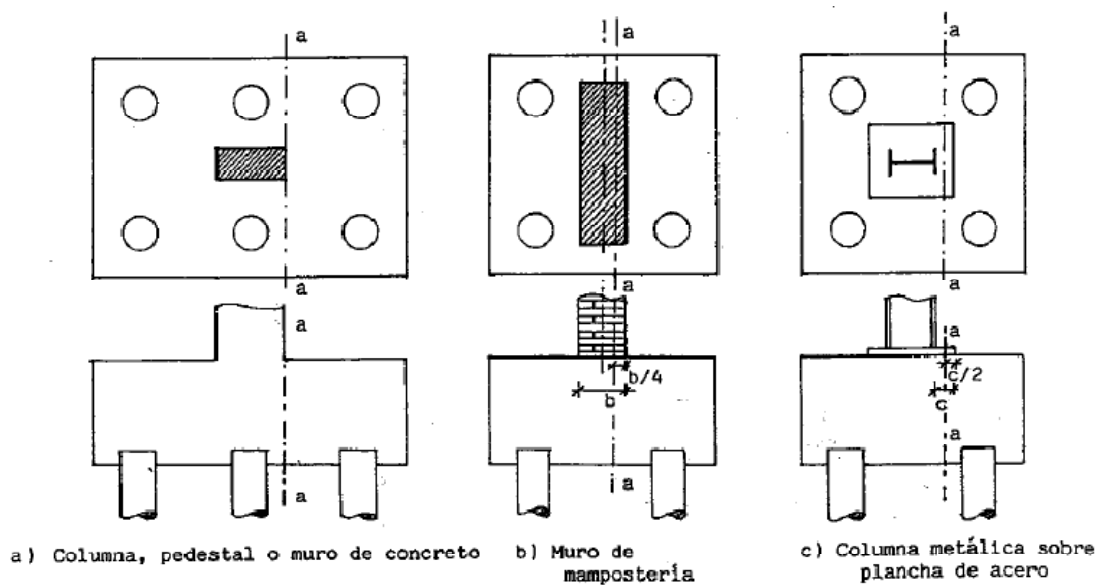


Figura 2. Planos críticos a flexión.

Fuerzas de corte en los cabezales

En todos los casos se verificará que los esfuerzos de corte en los cabezales no superen los admisibles. Se debe prestar especial atención a la determinación de estos esfuerzos cortantes, debido a la considerable magnitud de las reacciones de los pilotes.

El plano crítico de corte 1-1 en los encepados, se ubica a distancia d del plano crítico para la flexión a-a definido previamente en la figura 2 y figura 2a.

En el caso de encepados muy rígidos, la altura útil d es grande, por lo cual puede suceder que el plano de corte crítico intercepte el área de algunos pilotes, o quede exterior a ellos. (fig. 2b y 2c).

Se consideran a continuación los siguientes casos:

- a) El plano de corte crítico 1-1 está ubicado entre el plano crítico por flexión y la cara interna de la fila de pilotes más cercanos (esquema a). En este caso, resulta: $c \geq D/2$, siendo D el diámetro de los pilotes. Por lo tanto, las reacciones de los pilotes producen corte en la sección 1-1, y deben tomarse en el análisis de su magnitud total.
- b) El plano de corte crítico está ubicado más allá de la cara opuesta de la fila de pilotes más próxima (esquema b). En este caso, $c \geq D/2$, pero c queda aquí ubicado hacia adentro de la sección crítica por corte. Por lo tanto, las reacciones de los pilotes de esa fila no origina corte en el plan 1-1, pues el corte se considera aquí producido por las fuerzas a la derecha de 1-1.
- c) El plano de corte crítico 1-1 queda ubicado en alguna posición intermedia de los casos anteriores, es decir, intercepta el área de la fila de pilotes más cercana (esquema c). El porcentaje de la carga de cada pilote de esa fila que produce corte en el plano 1-1 se obtiene por interpolación lineal entre los valores correspondientes a los límites anteriores.

En encepados rígidos de gran altura, asimilables a vigas-pared, es aceptable asimismo ubicar los planos críticos de corte.

Punzonado

Los esfuerzos de punzando se deben calcular para las columnas y cada uno de los pilotes del encepado, en forma independiente. Los perímetros críticos de punzonado, para el caso de columnas y pilotes próximos entre si o cercanos a los bordes del cabezal.

3.5.1 Diseño de encepado para tres pilotes

Los cabezales de tres pilotes son más estables que los de dos pilotes, y en teoría no necesitan arriostramiento, si bien es aconsejable en zona sísmica arriostrar todo el conjunto de cabezales de una obra, en dos direcciones ortogonales, para obtener una mayor estabilidad de conjunto.

La figura 1 muestra los 3 pilotes ubicados en los vértices de un triángulo isósceles, que se conectan a un mismo cabezal. La armadura a tracción, junta al borde inferior del cabezal puede distribuirse:

- a) Perimetralmente, uniendo los baricentros de las secciones transversales de los pilotes (esquema a)
- b) Combinación de acero perimetral y según las medianas del triángulo (esquema b)
- c) En la dirección de las medianas (esquema c)

De estas tres posibilidades de distribuir el acero, los casos a) y b) han demostrado en la práctica un comportamiento casi idéntico, siempre que la armadura perimetral

en el caso b) resista al menos la mitad de los esfuerzos de tracción de la cara inferior del cabezal. El caso c), sin embargo, es menos eficiente que los anteriores, en razón de la excesiva concentración de barras del refuerzo que se cruzan en el centro del triángulo.

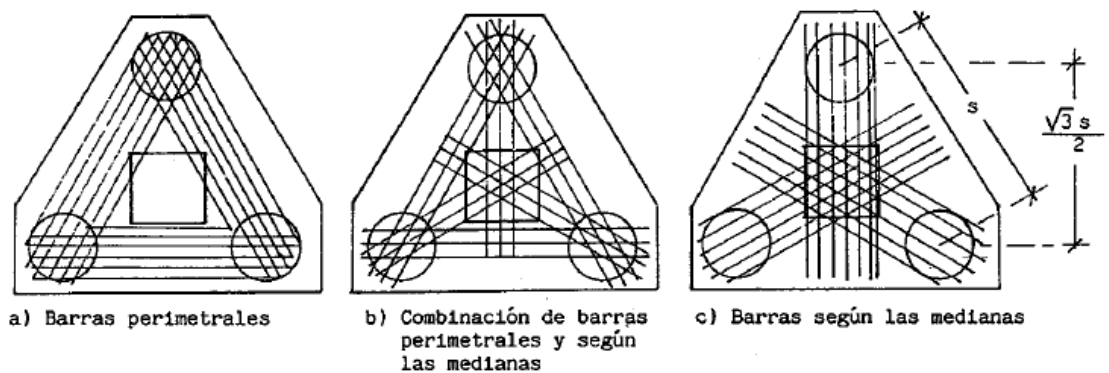


Figura 1

Si el cabezal de tres pilotes se analiza según el método de las bielas, la carga centrada de la columna aplicada en el baricentro del triángulo, se descompone en las tres direcciones OA, OB y OC, según se muestra la figura 2a). A su vez estas fuerzas inclinadas se descomponen en fuerzas verticales, que actúan en el eje longitudinal de los pilotes, y fuerzas horizontales de tracción, en el borde inferior del cabezal. Del equilibrio de estas fuerzas se obtiene:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \beta &= \frac{s \sqrt{3}}{3d} & \text{Además : } \operatorname{tg} \beta &= \frac{T'}{P/3} & \text{Por lo tanto, : } T' &= \frac{P s \sqrt{3}}{9 d} \\ \operatorname{tg} \beta &= \frac{s \sqrt{3}}{3d} & \text{Además : } \operatorname{tg} \beta &= \frac{T'}{P/3} & \text{Por lo tanto, : } T' &= \frac{P s \sqrt{3}}{9 d} \end{aligned}$$

La fuerza de tracción T según los lados del triángulo vale: $T = \frac{T'}{\sqrt{3}} = \frac{Ps}{9s}$

Para que un cabezal de tres pilotes tenga suficiente rigidez para ser analizado mediante el método de las bielas, su altura útil debe cumplir:

$$d \geq 0,688s$$

Si se aplica el método de la flexión, para hallar la fuerza T de tracción en la base del cabezal, se tomará el momento de la reacción de un pilote, con respecto al eje central a-a (sin tomar en cuenta las dimensiones de la columna). Resulta:

La fuerza de tracción T se obtiene:

$$M_{a-a} = \frac{P}{3} s \sqrt{3}/3$$

$$T' = \frac{M}{d} = \frac{P s \sqrt{3}}{9 d} \quad \therefore \quad T = \frac{T'}{\sqrt{3}} = \frac{P s}{9 d}$$

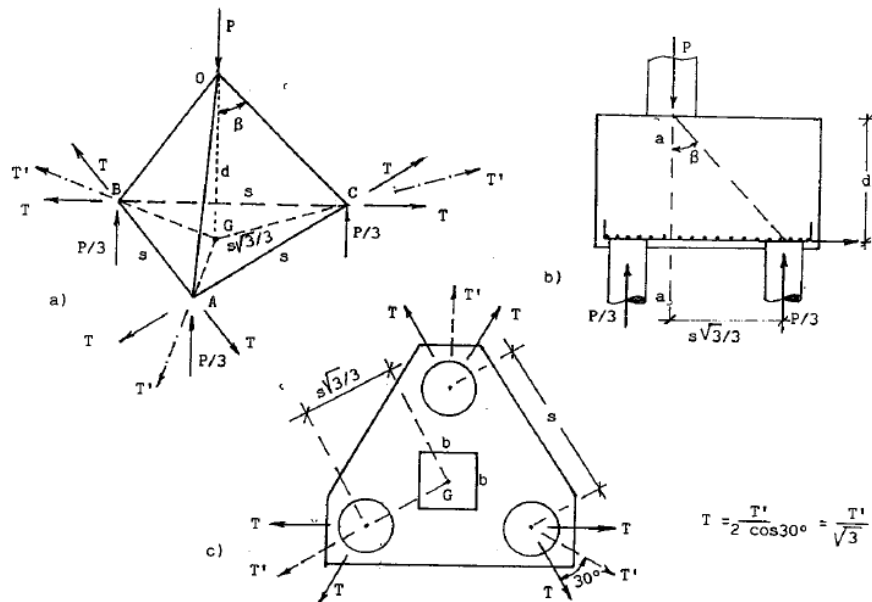


Figura 2

3.5.2 Diseño de encepados para 5 o más pilotes

Los cabezales que conectan muchos pilotes, ofrecen un comportamiento similar al de las zapatas apoyadas directamente en el suelo de fundación. La Tabla 1 de para estos casos el valor de la fuerza de tracción en el borde inferior del cabezal, y la altura útil mínima d que debe tener el mismo para poder diseñarse por el método de las bielas.

Debe aclararse sin embargo que en los casos 1 a 5 de la Tabla, para cabezales de 2 a 5 pilotes (en este último caso para cabezal cuadrado), las fuerzas T indicadas corresponden a las que se producen en cada uno de los lados del polígono definido por los baricentros de los pilotes perimetrales mientras que en uno de los cabezales de 6 o más pilotes, las fuerzas de tracción T_1 y T_2 de la tabla son las fuerzas totales en cada eje ortogonal, la cual debe ser resistida en cada dirección por las barras de acero que se colocan conectando las cabezas de todos los pilotes del encepado. Usualmente este acero en encepados de muchos pilotes, se distribuye uniformemente en planta, cubriendo toda el área de la sección transversal del encepado. Usualmente este acero en encepados de muchos pilotes, se distribuye uniformemente en planta, cubriendo toda el área de la sección transversal del encepado, en dos direcciones ortogonales, tipo malla. La figura 3 muestra algunos cabezales de cinco o más pilotes, con distribuciones usuales en la práctica.³⁸

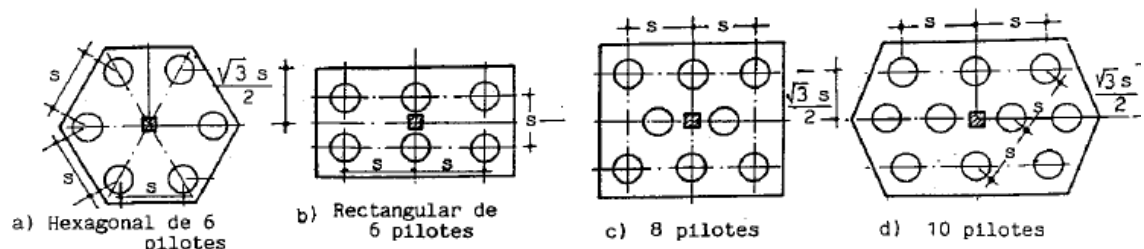
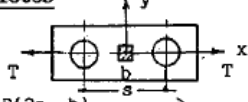
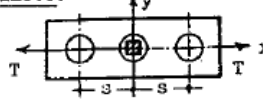
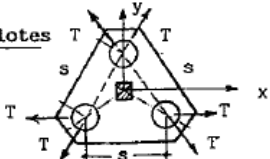
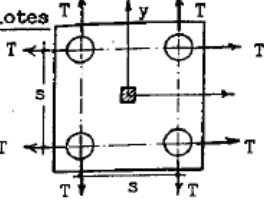
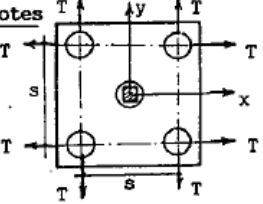
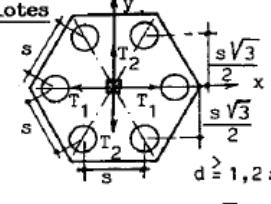
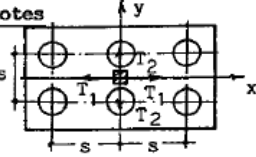
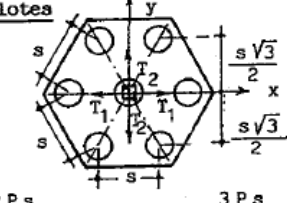
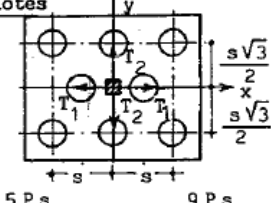
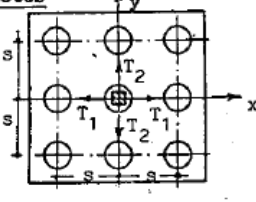
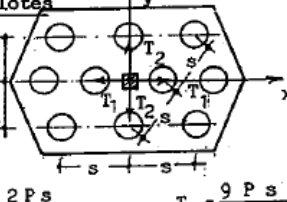
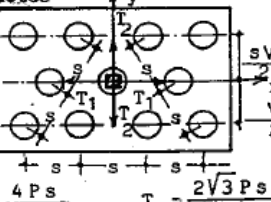
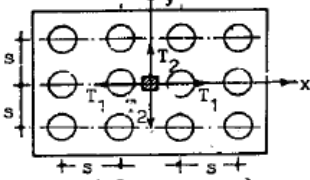
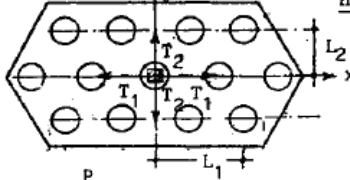


Figura 3

³⁸ María Graciela Fratelli - Suelos de Fundaciones y Muros, cabezales y grupo de pilotes, pág.422-433

Fuerzas de tracción T

TABLA 1

<p>2 pilotes</p>  <p>$T = \frac{P(2s-b)}{8d}$ $d \geq 0,6s$ b: lado de la columna</p>	<p>3 pilotes</p>  <p>$T = \frac{Ps}{3d}$ $d \geq 1,2s$</p>	<p>3 pilotes</p>  <p>$T = \frac{Ps}{9d}$ $d \geq 0,688s$</p>
<p>4 pilotes</p>  <p>$T = \frac{Ps}{8d}$ $d \geq 0,842s$</p>	<p>5 pilotes</p>  <p>$T = \frac{Ps}{10d}$ $d \geq 0,842s$</p>	<p>6 pilotes</p>  <p>$T_1 = \frac{Ps}{3d}$ $T_2 = \frac{Ps\sqrt{3}}{6d}$ $d \geq 1,2s$</p>
<p>6 pilotes</p>  <p>$T_1 = \frac{Ps}{3d}$ $T_2 = \frac{Ps}{4d}$ $d \geq 4s/3$</p>	<p>7 pilotes</p>  <p>$T_1 = \frac{2Ps}{7d}$ $T_2 = \frac{3Ps}{7\sqrt{3}d}$ $d \geq 1,2s$</p>	<p>8 pilotes</p>  <p>$T_1 = \frac{5Ps}{16d}$ $T_2 = \frac{9Ps}{16\sqrt{3}d}$ $d \geq 1,58s$</p>
<p>9 pilotes</p>  <p>$T_1 = T_2 = \frac{Ps}{3d}$ $d \geq 1,7s$</p>	<p>10 pilotes</p>  <p>$T_1 = \frac{2Ps}{5d}$ $T_2 = \frac{9Ps}{20\sqrt{3}d}$ $d \geq 1,58d$</p>	<p>11 pilotes</p>  <p>$T_1 = \frac{4Ps}{11d}$ $T_2 = \frac{2\sqrt{3}Ps}{11d}$ $d \geq 2s$</p>
<p>12 pilotes</p>  <p>$T_1 = \frac{Ps}{2d}$ $T_2 = \frac{5Ps}{12d}$ $d \geq 2,15s$</p>	<p>n pilotes</p>  <p>$T_1 = \frac{P}{n d} \Sigma L_1$ $T_2 = \frac{P}{n d} \Sigma L_2$ L_1 y L_2 son las distancias de cada pilote con relación a los ejes coordenados respectivos</p>	

Cálculo del área de refuerzo en el encepado

Para calcular el refuerzo debemos considerar los momentos y fuerzas que transmite la superestructura al encepado.

M = Momento flector último

$$K = \frac{M}{f'c * b * d^2} \leq 0.156$$

Donde;

$f'c$ = resistencia a la compresión del hormigón

b = ancho de la sección sobre cual el momento actúa

d = profundidad efectiva para el refuerzo de tensión

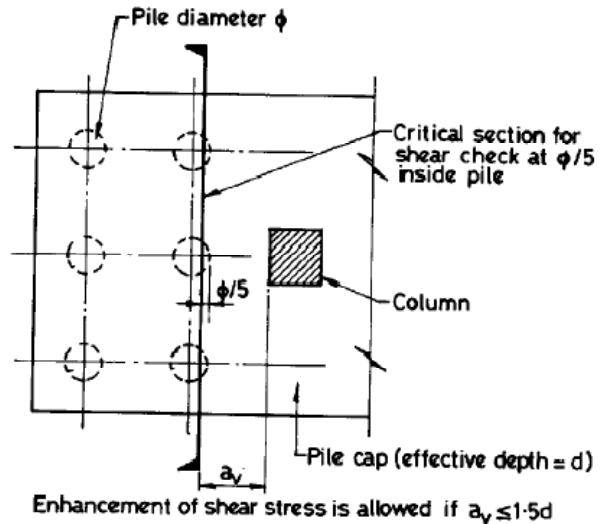
Sí, K es mayor que 0.156, aumenta la profundidad del encepado.

$$A_{st} = \frac{M}{0.87 f_y z}$$

$$z = d \left[0.5 + \sqrt{\left(0.25 - \frac{K}{0.9} \right)} \right] \leq 0.95d$$

Distribuida uniformemente el refuerzo a través de toda la sección.

3.6.1 Chequeo del esfuerzo de corte en el encepado



SK 7/15 Critical section for checking shear stress in pile cap.

La sección crítica para analizar el esfuerzo a corte en un encepado es $\Phi/5$ dentro del pilote. Todos los pilotes con centros fuera de esta línea deben ser considerados para calcular el corte a través de la sección en el encepado. Para el alargamiento de corte, a_v es desde la cara de la columna hacia la sección crítica. No se permite ensanchamiento para el esfuerzo de corte si a_v es mayor que $1.5d$. Donde el espaciamiento entre pilotes es mas 3Φ el ensanchamiento por corte debe ser aplicado solo sobre las franjas d ancho 3Φ . El resto de la sección debe ser limitada a las zonas de corte sin alargar.

$$V = \frac{\sum P}{Bd} \leq v_c \text{ o ensanchamiento } v_{c1} \text{ sí aplica}$$

Donde:

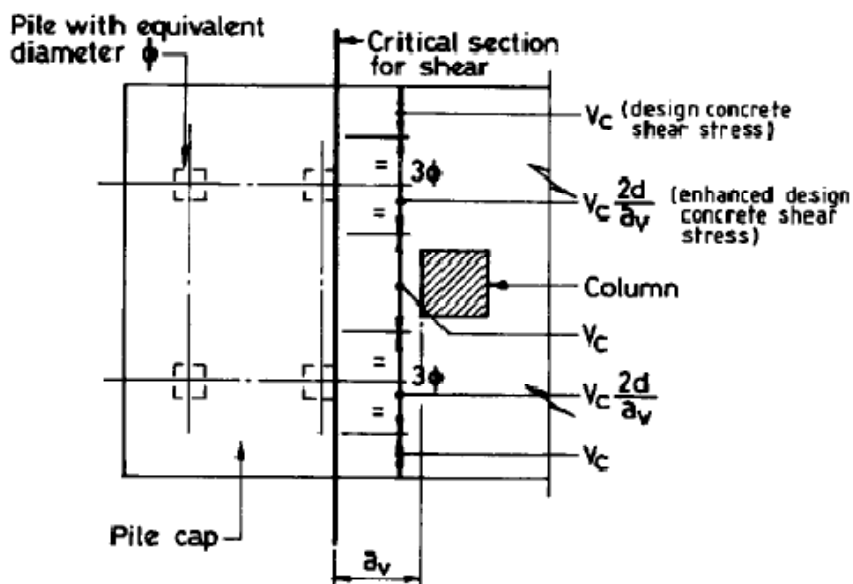
$\sum P$ = sumatoria de todas las reacciones de los pilotes en la última carga sobre la sección.

B = ancho del encepado en la sección crítica.

d = profundidad media efectiva en la sección crítica

$$v_{c1} = v_c \left(\frac{2d}{a_v} \right) \leq 0.8 \sqrt{f_{cu}} \text{ ó } 5 \text{ N/mm}^2$$

Para pilotes rectangulares la sección crítica debe ser considerada desde la cara del pilote

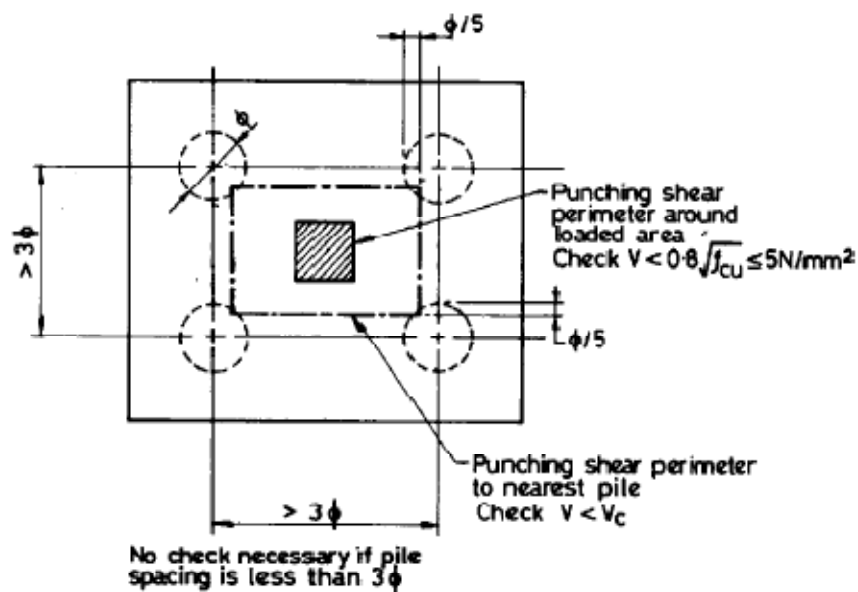


SK 7/16 Diagram showing zones of enhanced shear stress on critical section.

El valor de v_{c1} puede ser encontrado en el anexo 2 de la figura 11.2 a 11.5 dependiendo del porcentaje de la armadura de tracción y $f'c$.

La capacidad de la sección puede ser mayor o igual que el corte aplicado. Los resultados en el estado último podrían utilizarse para comprobar la capacidad de corte.

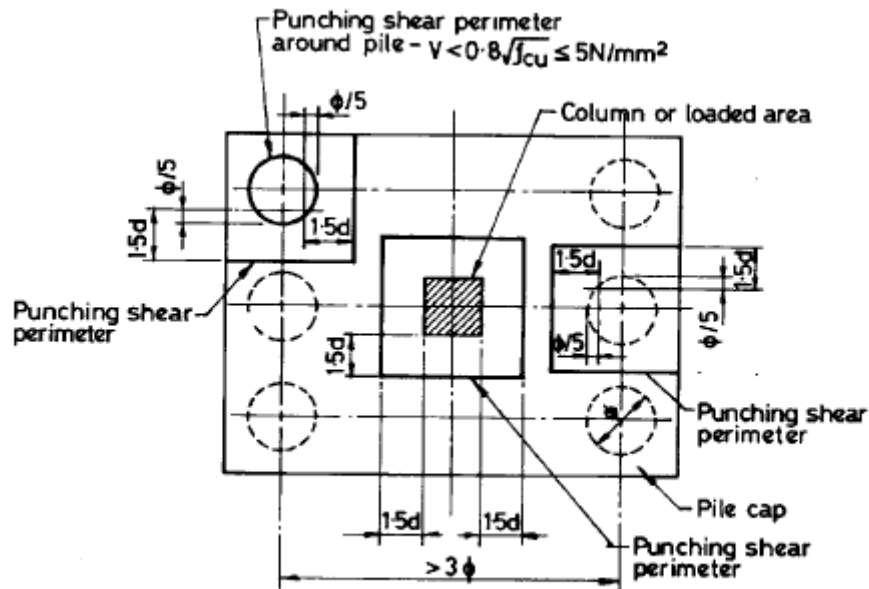
3.6.2 Chequeo por punzonamiento en el encepado



SK 7/17 Perimeters for punching shear checks.

Cuando el espaciamiento de los pilotes es mayor a 3 veces el diámetro de la columna entonces el corte por punzonamiento debe ser considerado. Para pilotes rectangulares el plano de corte puede ser considerado a la cara de la columna. El esfuerzo del punzonamiento en el plano de corte no debe exceder v_c dependiendo del porcentaje del refuerzo de tensión en el encepado.

Para el chequeo por punzonamiento se requiere también el perímetro de la cara de



SK 7/18 Further perimeters for punching shear checks in a pile cap.

la columna o pila. El punzonamiento no debe exceder $0.8\sqrt{f'c}$ o 5 N/mm^2 .

El punzonamiento para pilotes dependerá de la ubicación de la columna con respecto al fin del encepado.

$$v = \frac{P}{Ud} \leq v_c$$

Donde;

P = carga última vertical de la columna o carga última vertical de la reacción del pilote

v_c = diseño del esfuerzo a corte del hormigón obtenido de las fig. 11.2 a 11.5

El porcentaje de área de tensión.³⁹

³⁹ Reinforced_concrete_analysis_and_design-S. Ray, Check shear stress in pile cap,pág.326

Pilotes Inclinados en encepados

Cuando las cargas que transmite la superestructura a los cabezales tienen componentes inclinadas, se debe combinar los pilotes verticales e inclinados, para soportar la totalidad de las solicitaciones impuestas. Ver figura. Existen diferentes métodos para determinar la magnitud de las cargas que actúan en los pilotes con diferentes inclinaciones, conectados en un mismo encepado. Por efecto de las fuerzas exteriores aplicadas en cualquier dirección sobre el cabezal, este tiende a girar como un cuerpo rígido, alrededor de su centro de rotación, cuya posición puede determinarse gráficamente.

Usualmente los pilotes se colocan inclinados en una o dos direcciones. En estos casos y cuando no hay mas de tres grupos de pilotes en un mismo cabezal, con tres inclinaciones diferentes, la solución puede hallarse aplicando el método de Culmann, que consiste en descomponer gráficamente la resultante P de las cargas exteriores, en las tres direcciones mencionadas.

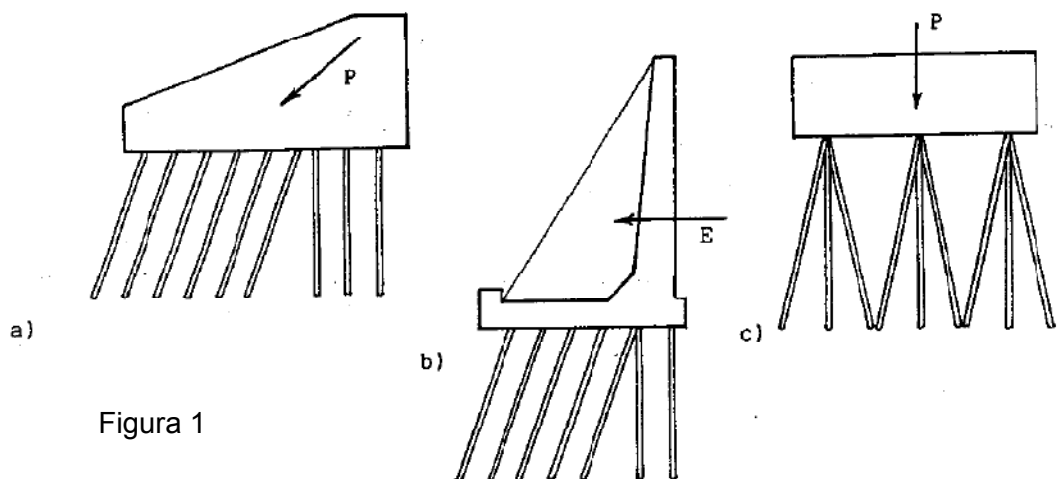


Figura 1

Por ejemplo, el encepado de la figura 2, conecta un grupo de pilotes orientados según las direcciones a-a, b-b y c-c. La resultante de las cargas exteriores sobre el

cabezal es la fuerza P , que corta a cualquiera de estas direcciones, por ejemplo la a-a, en el punto O_1 .

Uniendo el punto de O_1 con el O_2 , intersección de las otras dos direcciones, se obtiene la recta auxiliar n-n.

La fuerza P se descompone según las direcciones a-a y n-n, y la fuerza obtenida según esta última dirección, (R_{n-n}) se descompone a su vez en las direcciones b-b y c-c.

La fuerza P se descompone según las direcciones a-a y n-n, y la fuerza obtenida a su vez en las direcciones b-b y c-c.

Se obtiene la carga correspondiente a cada pilote. En el presente ejemplo, y para la fuerza dada P , los pilotes verticales (en la dirección a-a) y los inclinados centrales (en la dirección b-b), resultan comprimidos, mientras que los pilotes inclinados del extremo derecho soportan tracción.

Sin embargo, una variación en la dirección de la fuerza P puede invertir el sentido de las cargas en los pilotes del encepado. Como medida de seguridad, las máximas cargas de diseño se incrementan en un 10% para los pilotes comprimidos y en un 25% para los fraccionados.

En zona sísmica, se debe tomar en cuenta las cargas sísmicas en los dos sentidos opuestos, para el diseño de los pilotes conectados por un mismo encepado. Debe recordarse que si el número de direcciones de los grupos de pilotes es mayor a tres, el problema resulta indeterminado.⁴⁰

⁴⁰ María Graciela Fratelli - Suelos de Fundaciones y Muros, cabezales y grupo de pilotes, pág.444

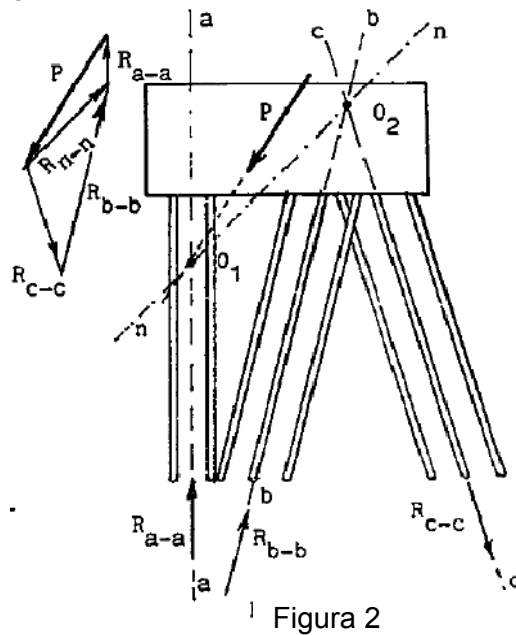


Figura 2

3.5.1 Uso de pilotes inclinados

- El uso de pilotes inclinados ha sido controvertido de acuerdo a su comportamiento en terremotos. Antes de decidir el uso de pilotes inclinados debe estudiarse sus beneficios contra la complejidad en el diseño, dificultades en construcción y comportamiento potencialmente reducido. El principal beneficio de usar pilotes inclinados se relaciona con movilizar una mayor rigidez axial para incrementar la rigidez lateral del grupo de pilotes. Sin embargo la práctica de construcción generalmente limita el ángulo de inclinación. Aunque la rigidez axial es relativamente mayor a la rigidez lateral del pilote, es finita, y por lo tanto el supuesto incremento en rigidez lateral inclinando pilotes se debe evaluar mediante un análisis de carga deformación que tenga en cuenta la configuración del pilote con sus reales características de rigidez axial y lateral. Las experiencias demuestran que en muchos casos el beneficio del incremento en la rigidez axial inclinando

pilotes es relativamente menor, especialmente en sitios de suelos pobres, los cuales generalmente requieren el uso de largos pilotes a fricción.

En el diseño de un grupo de pilotes inclinados también se debe tener en cuenta la interacción suelo-pilote. La mayoría de los análisis y diseños convencionales únicamente consideran las cargas inerciales de la superestructura, y no las cargas laterales que provienen del terreno (por ej., desplazamientos laterales de suelos licuables, o movimientos laterales del terraplén de acceso). Para tales condiciones, los grupos rígidos de pilotes inclinados atraen fuerzas muy grandes y no se comportan bien comparados con los grupos más flexibles de pilotes verticales. Se debe evitar los grupos de pilotes en sitios de suelos pobres (sitios de suelos licuables y blandos o sitios que se conocen como inestables), a menos que se realicen análisis detallados de la interacción suelo-pilote.⁴¹

- Si la subestructura requiere pilotes inclinados, se recomienda una inclinación de 1:3 y como máximo 1:2.5 para no complicar las maniobras de hinca. Las inclinaciones de 1 horizontal por 3 vertical representan aproximadamente la mayor inclinación que puede obtenerse con el equipo ordinario para el hincado. La economía favorece usualmente las menores inclinaciones, aunque tenga que usarse un mayor número de pilotes.
- Para resistir fuerzas horizontales ó inclinadas se usarán pilotes inclinados tomando en cuenta que si las fuerzas horizontales son de viento y no superan el 3% de las fuerzas verticales no hará falta el uso de este tipo de pilotes.

⁴¹ <http://www.cadfamily.com/download/Petroleum/Seismic/Seismic%20Design%20Pile.pdf>

- Al instalar un pilote con su eje longitudinal inclinado en un cierto ángulo respecto a la vertical, la componente horizontal de la capacidad axial de carga del pilote se puede aprovechar para resistir fuerzas horizontales (el vector de fuerza resistente axial tiene componentes horizontal y vertical). Si, por ejemplo, en la fundación de un muro de contención sobre pilotes, los pilotes verticales solos, no tiene capacidad para resistir la fuerza horizontal proveniente de los empujes de tierra sobre el muro, se puede considerar el uso de una o más filas de pilotes inclinados para trabajar en la forma descrita.⁴²
- Los pilotes inclinados para resistir cargas laterales deben tener medidas especiales de diseño para garantizar que dichos pilotes tienen suficiente resistencia y ductilidad para comportarse adecuadamente bajo las cargas de diseño.

⁴²<http://www.authorstream.com/Presentation/equip1-379200-unidad-3-entertainment-ppt-powerpoint/>

CAPITULO 4

DETERMINACION DE CAPACIDAD DE CARGA

4.1 Descripción y antecedentes del proyecto

Este proyecto de tesis se realiza en base al análisis y diseño del puente de Bahía de Caráquez-San Vicente, ubicado en la provincia de Manabí-Ecuador a cargo del Colegio de Ingenieros Civiles del Ejercito, con un costo de obra que bordea los CIENTO TREINTA Y CINCO MILLONES 00/100 DÓLARES AMERICANOS, con el fin de desarrollar conceptos estructurales para comprender de mejor manera como se puede realizar el análisis y diseño estructural de pilotes de hormigón armado y de acero, y de esta manera tener un parámetro de comparación entre estos dos métodos y concluir cual resulta la mejor opción de construcción. Se van a tomar en cuenta para el diseño las pilas más representativas del puente.

4.1.1 Geometría del puente

Sección Longitudinal.

- La longitud aproximada del puente son 2 Km., que consta de 45 pilas separadas entre sí 45m, sin contar los accesos de entrada en San Vicente y Bahía de Caráquez.
- Los radios de las curvas son 134.012 m en el acceso a Bahía 273.740 m en el acceso a San Vicente.

- Construcción de la Avenida Malecón, o RAMAL MALECÓN, paralelo al río. Inicio del proyecto vial del cruce, en Bahía a partir de su coincidencia con la Avenida Velasco Ibarra, denominado RAMAL B.

El 0+000.000 de los ramales B (puente) hacia el Norte y Este, y C (a nivel) hacia el Sur, se establece en el punto de coincidencia con la Avenida Velasco Ibarra. El 0+000.000 del RAMAL A se ha definido en la Ave. Malecón.

Especificaciones gráficas Anexo 2

- Longitud total aproximada del proyecto vial 2,935.00m. RAMAL B, se desarrolla entre las abscisas 0+000, en Bahía, y 2+934.820, en San Vicente.
- Acceso a Bahía se desarrolla entre las abscisas 0+206.533 y 0+326.929. Compuesto por una curva circular en el acceso con un terraplén de 206.0 m de longitud y una estructura de alrededor 120.0 m de longitud.
- El tramo central o cruce sobre el estuario se desarrolla entre las abscisas 0+326.929 y 2+037.600, es decir más de 1711.31 m de estructura.
- Acceso a San Vicente esta entre las abscisas 2+037.600 y 2+934.820 con una longitud total de 897.22 m. Con estructuras de acceso de longitud 150.0 m que se desarrollan entre las abscisas 2+037.600 y 2+187.920, y un terraplén de 747.22 m de longitud. Ver figura en Anexo 3.

Diseño realizado de acuerdo a las normas y especificaciones de construcción para carreteras ecuatorianas.

Sección Transversal.- Ancho total 12,20m, dentro del cual se encuentra 1,20m de calzada para peatones y bicicletas, 2 vías de tráfico de 3,60m, bordillos de ,40m y una vía central de emergencia de 3,0m. Excepto en la primera mitad del acceso a Bahía, en los primeros 60m, el ancho es de 11m ya que no existe calzada peatonal.

4.1.2 Delimitación del proyecto

El puente Bahía consta de 4 tramos definidos de la siguiente manera:

- Acceso San Vicente.- en tierra, suelo arenoso muy compacto 40m de espesor sobre suelo arcilloso, con tramos cortos y cargas menores
- Acceso San Vicente.- en agua, suelos arenosos menos compactos y de menor espesor, con tramos cortos con cargas mucho más altas por la altura de las pilas, ya que aquí no se colocarán aisladores sísmicos. El análisis estructural indica que se necesitan 8 o 9 pilotes por pila. Los pilotes son de 1.21 m de diámetro y de acero con espesores de 2.00 y 2.5cm. según la magnitud de las acciones.
- Tamo Central.- en agua, suelos de arcillas sueltas (licuables) sobre arcillas y en el extremo de Bahía desaparece la arena. Los vanos son mayores y las cargas estáticas son más altas, pero en condición de sismo se reducen

mucho por la existencia de aisladores sísmicos. El análisis estructural indica que se necesitan 8 o 9 pilotes por pila. Los pilotes son de 1.21 m de diámetro y de acero con espesores de 2.00 y 2.5cm. según la magnitud de las acciones.

- Acceso Bahía.- en tierra, con subsuelo rocoso relativamente superficial, con tramos más cortos y cargas menores.

Para todas las pilas del tramo central las cargas máximas son e 280 ton en condición estática y de 450 con sismo, con una variaciones del orden del 10%. Para la pila 44, la carga estática es semejante a la anterior, pero con sismo crea a 700 ton, porque en esta pila no hay aisladores sísmicos. Para el desarrollo del proyecto de tesis se tomarán las pilas representativas Pila 7,11 y 44 con los criterios y cargas especificadas anteriormente.

En el ANEXO 3 se presenta un detalle del puente Bahía de Caráquez – San Vicente.

CAPÍTULO 5: RESULTADOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1 Diseño estructural Pilotes

5.1.1 Resumen Pila 7

Especificación Pilotes	Pilas	Pilote	Carga de Diseño sin Sismo (T)	Carga de Diseño con Sismo (T)	Momento de Diseño (T·m)	A (cm ²)	W (cm ³)	σ1 (Kg/cm ²)	σ2 (Kg/cm ²)	C1 σ ₁ /σ _{adm}	C2 σ ₂ /(φF _y)
De=1.21m e=20 mm Fy=3500 Kg/cm ²	P7	1	283	395	309	747,70	21883	378	1940	0,180	0,616
		2	264	252	302	747,70	21883	353	1716	0,168	0,545
	P7 sombra	1	282	381	259	747,70	21883	377	1693	0,180	0,537
		6	249	342	461	747,70	21883	333	2564	0,159	0,814

φ=0.90 (Factor para estructuras de acero sometida a flexo-compresión)

AASHTO LRFD -07 6.5.4.2

σ_{adm}= 0.6*fy

Tipo de Acero ASTM A500 grado C

$$\sigma_1 = \frac{\text{Carga diseño sin sismo}}{A}$$

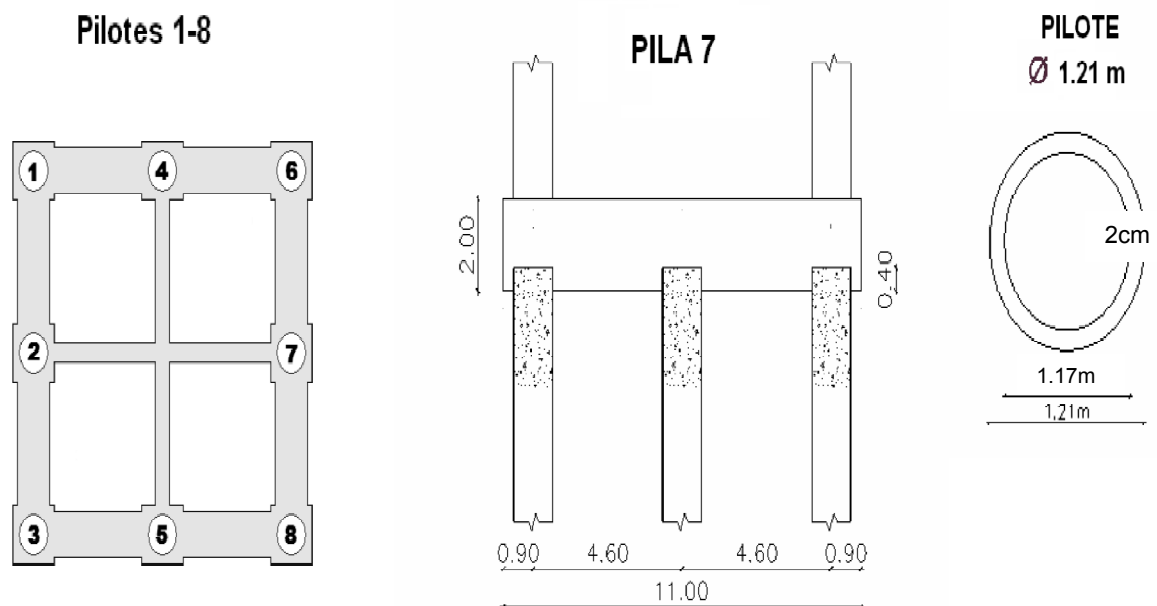
$$\sigma_2 = \frac{\text{Carga diseño sismo}}{\Lambda} + \frac{\text{Momento de diseño}}{W}$$

C1 < 0.2 (Coeficiente de resistencia a la compresión)

AASHTO LRFD-07 6.15

C2 < φ = 1.0 (Coeficiente de resistencia a la flexo-compresión)

AASHTO LRFD-07 6.15



Nota: Cálculos, Anexo, pág. 134

VISTA EN CORTE

5.1.1.1 Diseño a la compresión y flexo-compresión

5.1.1.2 Diseño esfuerzo a corte

Datos

Dexterno =	121 cm	
Dinterno =	117 cm	
e =	2 cm	
σ_{adm} =	2100 Kg/cm ²	
f_y =	3500 Kg/cm ²	
V_{sx} =	43 T	Datos proporcionados por la superestructura
V_{sy} =	43 T	Datos proporcionados por la superestructura
ϕ =	0,85	Factor resistente para corte

La mayor fuerza cortante, bajo cargas extremas, que actúa sobre los pilotes de 20 mm de espesor (pila P7)

$$\frac{v_u}{\phi} \leq v_n \quad \text{AASHTO LRFD 6.10.9}$$

$$V_u = V_{sx} + 0.3 V_{sy}$$

$$V_u = 43 T + 0.3(43 T)$$

$$V_u = 55,9 T$$

El esfuerzo cortante en el extremo del pilote metalico es

$$v_u = \frac{V_u}{A}$$

$$v_u = \frac{55900Kg}{4cm \times 117cm}$$

$$v_u = 119.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = 119.44 \text{ Kg/cm}^2 < 297.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

5.1.2 Resumen Pila 11

5.1.2.1 Diseño a la compresión y a la flexo-compresión

Especificación Pilotes	Pilas	Pilote	Carga de Diseño sin Sismo (T)	Carga de Diseño con Sismo (T)	Momento de Diseño (T-m)	A (cm ²)	W (cm ³)	σ ₁ (Kg/cm ²)	σ ₂ (Kg/cm ²)	C1 σ ₁ /σ _{adm}	C2 σ ₂ /(φF _y)
De=1.21m e=20 mm Fy=3500 Kg/cm ²	P11	1	235	411	515	747.70	21883	314	2903	0,150	0,922
		2	217	224	489	747.70	21883	290	2533	0,138	0,804
		5	171	147	394	747.70	21883	229	1997	0,109	0,634
	P11 sombra	1	235	398	458	747.70	21883	314	2627	0,150	0,834
		2	247	415	573	747.70	21883	330	3174	0,157	1,008

φ=0.90 (Factor para estructuras de acero sometida a flexo-compresión) AASHTO LRFD -07 6.5.4.2

σ_{adm}= 0.6*fy

Tipo de Acero ASTM A500 grado C

$$\sigma_1 = \frac{\text{Carga diseño sin sismo}}{A}$$

$$\sigma_2 = \frac{\text{Carga diseño sismo}}{A} + \frac{\text{Momento de diseño}}{W}$$

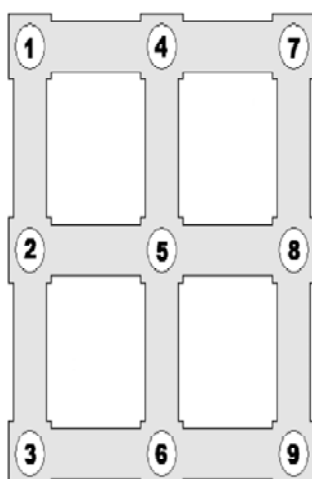
C1 < 0.2 (Coeficiente de resistencia a la compresión)

AASHTO LRFD-07 6.15

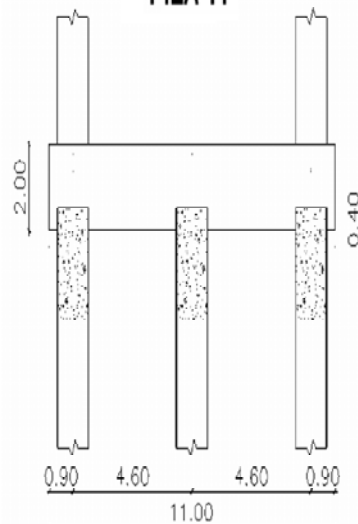
C2 < φ = 1.0 (Coeficiente de resistencia a la flexo-compresión)

AASHTO LRFD-07 6.15

PILOTES 1-9



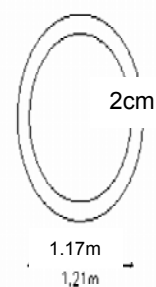
PILA 11



VISTA EN CORTE

PILOTE

Ø 1.21 m



5.1.3 Resumen Pila 44

5.1.3.1 Diseño a la compresión y a la flexo-compresión

Especificación Pilotes	Pilas	Pilote	Carga de Diseño sin Sismo	Carga de Diseño con Sismo	Momento de Diseño	A	W	σ_1	σ_2	C1		C2	
			(T)	(T)	(T-m)	(cm ²)	(cm ³)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	σ_1/σ_{adm}	OK	$\sigma_2/(\phi F_y)$	OK
De=1.21m e=2.5 mm Fy=3500 Kg/cm ²	P44	1	288	708	651	930,70	27014	309	3172	0,147	OK	1,007	Ok
		2	252	360	578	930,70	27014	271	2526	0,129	OK	0,802	OK

$\phi=0.90$ (Factor para estructuras de acero sometida a flexo-compresión)

AASHTO LRFD -07 6.5.4.2

$\sigma_{adm}= 0.6 \cdot f_y$

Tipo de Acero ASTM A500 grado C

$$\sigma_1 = \frac{\text{Carga diseño sin sismo}}{A}$$

$$\sigma_2 = \frac{\text{Carga diseño sismo}}{A} + \frac{\text{Momento de diseño}}{W}$$

C1 < 0.2 (Coeficiente de resistencia a la compresión)

AASHTO LRFD-07 6.15

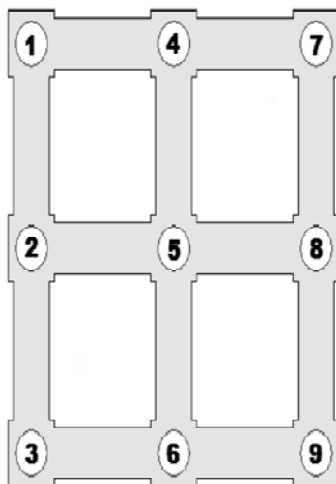
C2 < $\phi = 1.0$ (Coeficiente de resistencia a la flexo-compresión)

AASHTO LRFD-07 6.15

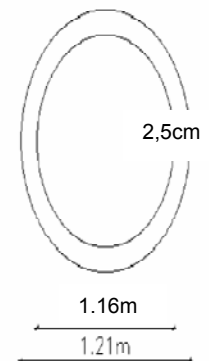
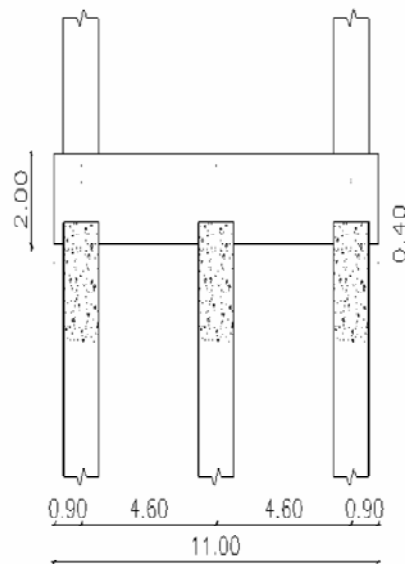
PILOTE

$\phi 1.21 \text{ m}$

PILOTES 1-9



PILA 44



5.1.3.2 Diseño refuerzo a corte

Datos

Dinterno =	116 cm	
e =	2,5 cm	
σ_{adm} =	2100 Kg/cm ²	
f _c =	350 Kg/cm ²	
f _y =	3500 Kg/cm ²	
V _{sx} =	129 T	Datos proporcionados por la superestructura
V _{sy} =	96 T	Datos proporcionados por la superestructura
f =	0.85	Factor resistente para corte

La mayor fuerza cortante, bajo cargas extremas, que actúa sobre los pilotes de 25 mm

$$V_u = 129T + 0.3(96T)$$

$$V_u = 158 \text{ T}$$

El esfuerzo cortante en el extremo del pilote metálico es

$$\frac{v_u}{\phi} \leq v_n \quad \text{AASHTO LRFD 6.10.9}$$

$$v_u = \frac{158000 \text{ Kg}}{(5 \text{ cm} \times 116 \text{ cm})}$$

$$v_u = 272.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$272.41 \text{ Kg/cm}^2 \leq 2975 \text{ Kg/cm}^2$$

5.2 Diseño estructural Columnas- Tapón

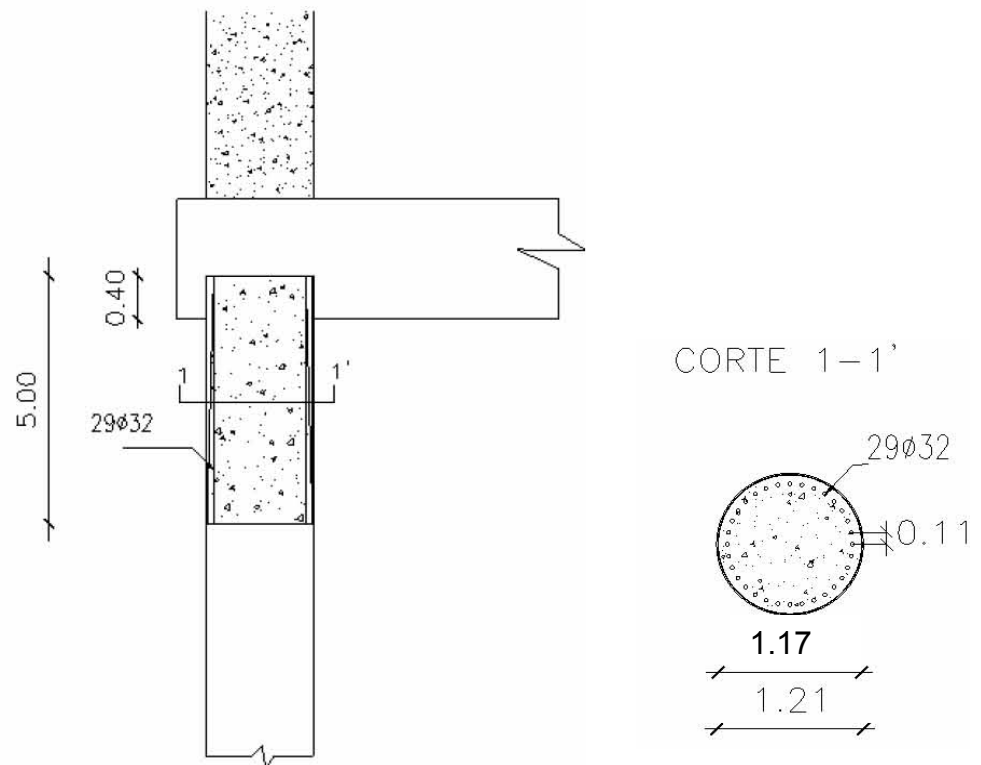
5.2.1 Resumen Pila 7

5.2.1.1 Momentos de Diseño

SOLICITACIONES DE DISEÑO PARA COLUMNAS-TAPON

Especificación Columnas	Pilas	Pilote	Carga de Diseño sin Sismo (T)	Carga de Diseño con Sismo (T)	Momento de Diseño (T-m)
D=118 cm F'c=350Kg/cm ²	P7	1	263	334	240
	P7 sombra	6	231	311	292

COLUMNA P7



5.2.1.2 Diseño refuerzo a corte

Datos

D =	1,17 m
f'c =	350 Kg/cm ²
fy =	2400 Kg/cm ²
Vsx =	43 T
Vsy =	43 T
Φ =	0,85
Area columna =	1,08 m ²
Area equivalente columna cuadrada (1.04*1.04)	
Area columna =	1,08 m ²
recubrimiento =	8 cm
bw =	104 cm
d =	96 cm

Diseño esfuerzo cortante

La mayor fuerza cortante, bajo cargas extremas, que actúa sobre los pilotes de 20 mm de espesor (pila P7) es:

$$V_u = 43T + 0.3(43T)$$

$$V_u = 55,9 \quad T$$

El esfuerzo cortante extremo en el pilote metálico es:

$$V_u < \phi v_n$$

$$V_u < \phi(v_c + v_s) \quad \text{ACI 318S} \quad 11.4.7.2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c} * b_w * d \quad 11.4.6.1 (f)$$

$$v_u = \frac{55900 \text{ Kg}}{(0.85)(104 \text{ cm}) \cdot (96)}$$

$$v_u = 6,59 \text{ Kg/cm}^2$$

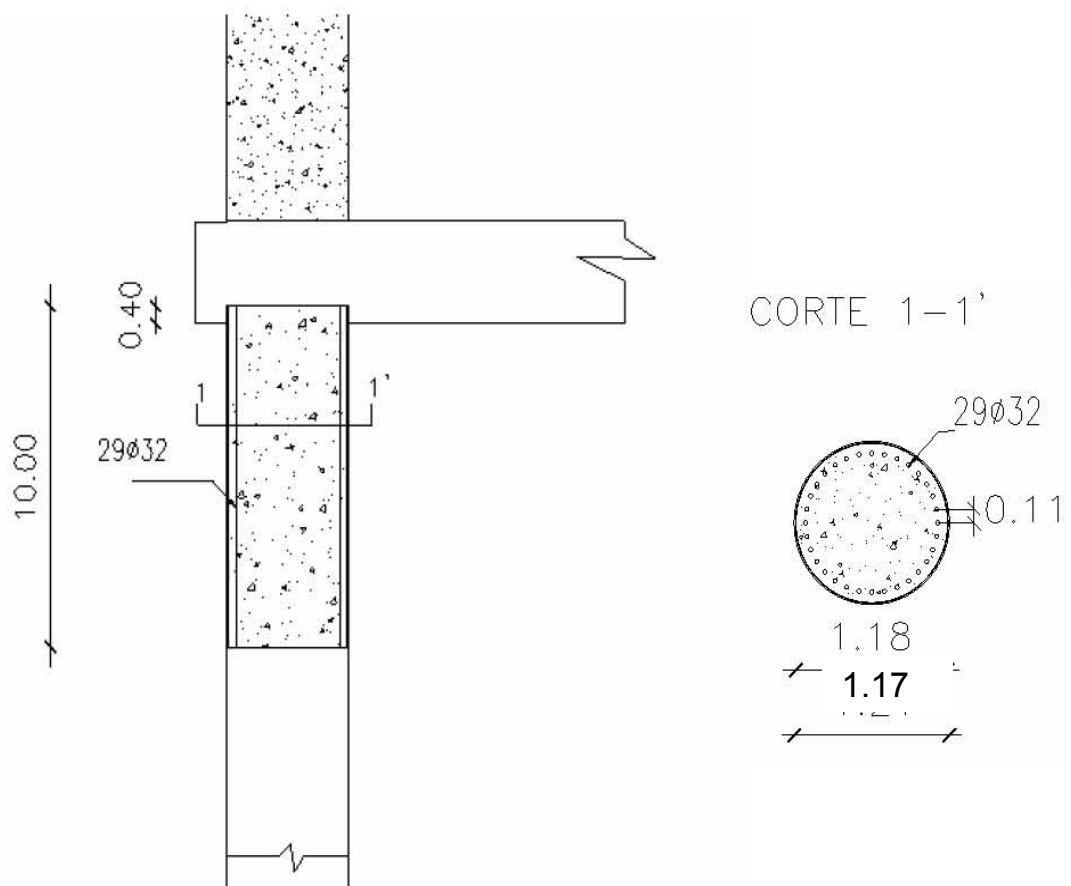
$$6.59 \text{ Kg/cm}^2 < 0.53 \sqrt{f'c} = 9.92 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ok!}$$

5.2.2 Resumen Pila 11

5.2.2.1 Momentos de Diseño

SOLICITACIONES DE DISEÑO PARA COLUMNAS-TAPÓN

Especificación Columnas	Pilas	Pilote	Carga de Diseño sin Sismo (T)	Carga de Diseño con Sismo (T)	Momento de Diseño (T-m)
D=118 cm F'c=350Kg/cm ²	P11	1	263	336	413
	P11 sombra	7	226	344	478



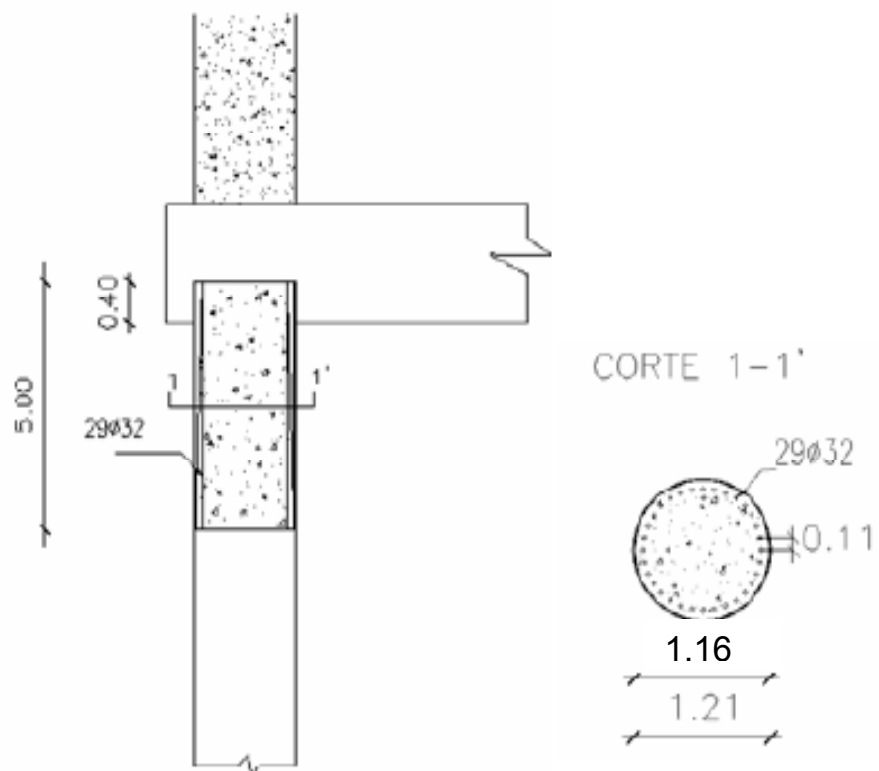
5.2.3 Resumen Pila 44

5.2.3.1 Momentos de Diseño

SOLICITACIONES DE DISEÑO PARA COLUMNAS-TAPÓN

Especificación Pilotes	Pilas	Pilote	Carga de Diseño sin Sismo (T)	Carga de Diseño con Sismo (T)	Momento de Diseño (T-m)
D=118cm f _c = 35UKg/cm ²	P44	1	322	822	472

Columna 44



5.2.3.2 Refuerzo a corte

Datos

D =	1,16 cm		
f _c =	350 Kg/cm ²		
f _y =	4200 Kg/cm ²		
V _{sx} =	129 T		
V _{sy} =	96 T		
Φ =	0,85		
s _{mín} =	7,5 cm		
As _{mín} =	1,54 cm ²	ACI 318S	11.7.3
Area colum =	1,06 m ²		
Area equivalente			
Area equivalente columna cuadrada (1.04*1.04)			
Area columna =	1,06 m ²		
recubrimiento =	8 cm		
b _w =	103 cm		
d =	95 cm		

Diseño esfuerzo cortante

La mayor fuerza cortante, bajo cargas extremas, que actúa sobre los pilotes de 20 mm de espesor (pila 44) es:

$$V_u = 129T + 0.3(96T)$$

$$V_u = 158 \quad T$$

El esfuerzo cortante extremo en el pilote metálico es:

$$V_u \leq \phi v_n \quad \text{ACI 318S} \quad 11,1$$

$$V_u \leq \phi (v_c + v_s)$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad \text{ACI 318S} \quad 11.4.6.1 (f)$$

$$v_c = 97022,111 \text{ Kg}$$

$$v_s = \frac{V_u}{\phi} - v_c$$

$$v_s = 88624,95 \text{ Kg}$$

$$v_n = 158 \text{ T}$$

$$158T \leq 158T \quad \text{Ok}$$

Entonces;

$$s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{v_s} = \frac{2 * 1.54 * 4200 * 96}{86651.78()} \quad \text{ACI 318S} \quad 11.4.7.2$$

$$s = 13,87 \text{ cm} > 7.5 \text{ cm} \quad \text{Ok}$$

5.2.3.2 Refuerzo acero columna

Datos

D =	117 cm
Pu =	408 T
Mu =	445 T.m
f'c =	350 Kg/cm ²
Ag =	10751 cm ²
ρ =	0,021

$$\frac{M_u}{f'c \cdot A_g \cdot D} = \frac{44500000 \text{Kg} \cdot \text{cm}}{(350 \text{Kg/cm}^2) \cdot (117 \text{cm})^2 \cdot \pi/4 \cdot (117 \text{cm})}$$

$$\frac{M_u}{f'c \cdot A_g \cdot D} = \mathbf{0,1011}$$

$$\frac{P_u}{f'c \cdot A_g} = \frac{408000 \text{Kg}}{(350 \text{Kg/cm}^2) \cdot (117 \text{cm})^2 \cdot \pi/4}$$

$$\frac{P_u}{f'c \cdot A_g} = \mathbf{0,1084}$$

$$A_s = 225,78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{233.16 \text{ cm}^2 (29 \phi 32 \text{ mm})}$$

5.3 Diseño estructural y distribución geométrica Vigas-Zapatas

5.3.1 Distribución geométrica viga

Datos

	Magnitud	Unidades
Separamiento (s)	3,63	m
Diametro (D)	1,21	m

Determinación del espaciamiento, recubrimiento y penetración de pilotes
 AASHTO 10.7.1.2 Pág. 1118

Espaciamiento entre pilotes

$$S \geq 3 D$$

Tomamos un espaciamiento de 3D

Recubrimiento pilotes cara exterior

$$r \geq 22,5 \text{ cm}$$

D(m)	1,21
S(m)	4,60
r(m)	0,29
S1(m)	0,5 Penetración pilote

Distancia mínima del fin del encepado hasta el centro del pilote

$$D_{\min} = r + D/2 \text{ m}$$

$$D_{\min} = 0,90 \text{ m}$$

Dimensiones del Encepado

Largo (L)	11 m
Ancho (B)	11 m
Altura (d)	2 m

Máximo número de espaciamientos a una distancia 3.8D (NB)

$$SB = B - 2.D_{\min}$$

Asumimos B (m)

$$11$$

SB =

$$9,21$$

$$N_B < \frac{S_B}{3.8D}$$

$$NB = 2,00$$

Ya que el número de espacios debe ser un número entoncero, entonces

$$NB = 2$$

Máximo número de espaciamientos a una distancia 3.8D (NL)

$$SL = L - 2.D_{\min}$$

Asumimos L (m)

$$11$$

SL =

$$9,21$$

$$N_L < \frac{S_L}{3D}$$

$$NB = 2,00$$

Ya que el número de espacios debe ser un número entoncero, entonces

$$NL = 2$$

Número de pilotes calculados

Largo (L) = 3 filas

Ancho (B) = 3 filas

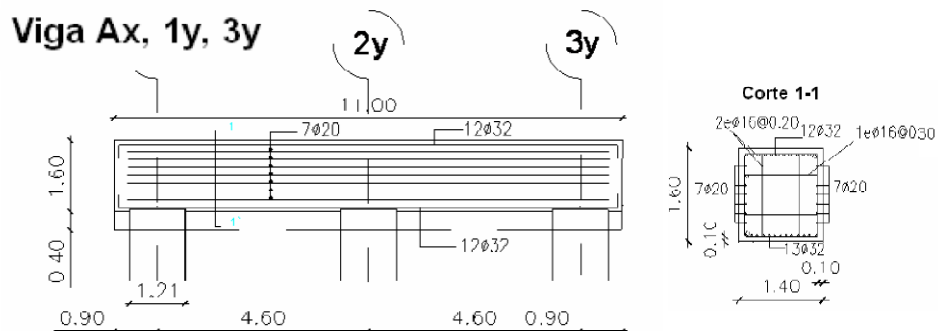
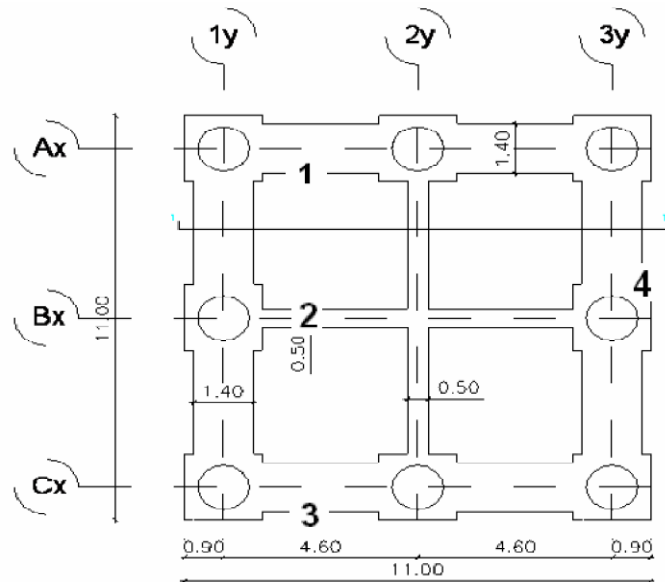
Total = 9

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * Mu}{\mu * f'c * B}}$$

5.3.2 Resumen Pila 7

5.3.2.1 Refuerzo Longitudinal

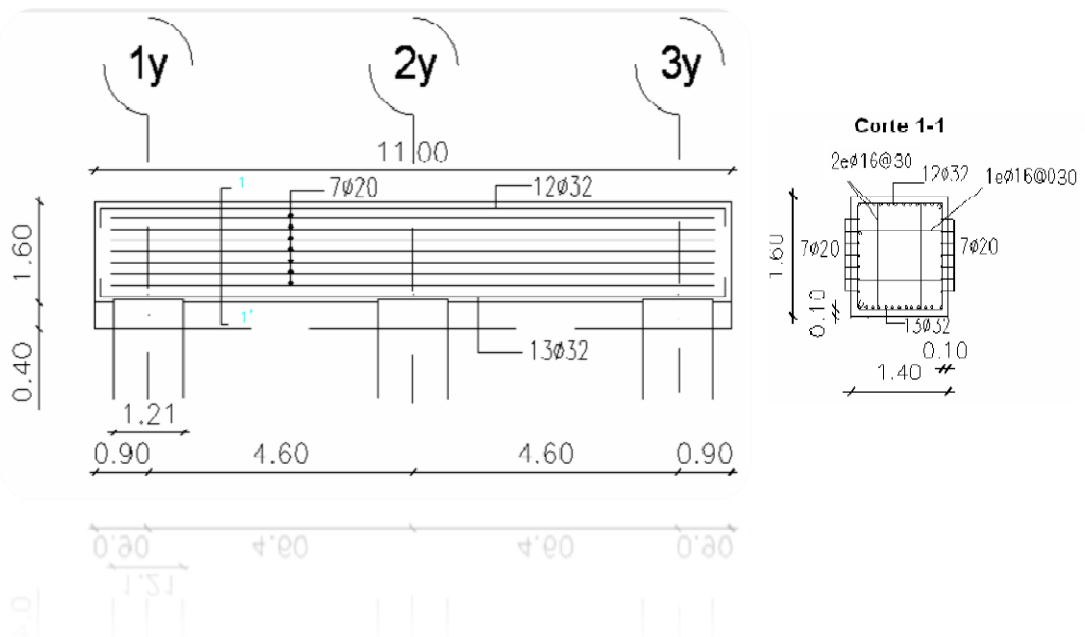
Momento Negativo												
Pila	Viga	M_u	b	h	d	f_c	F_y	A_s	$A_{s,min}$	$A_{s,req}$	varillas	$A_{s,real}$
		T.m	cm	cm	cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²	cm ²	cm ²	cm ²		cm ²
7	1	446	140	160	150	350	4200	80,78	74,83	80,78	12 ϕ 32mm	96,48
	2	166	50	160	150	350	4200	30,06	26,73	30,06	5 ϕ 32mm	40,20
	3	361	140	160	150	350	4200	65,13	74,83	74,83	12 ϕ 32mm	96,48
	4	155	50	160	150	350	4200	28,15	26,73	28,15	5 ϕ 32mm	40,20
7	1	495	140	160	150	350	4200	90,10	74,83	90,10	12 ϕ 32mm	96,48
	2	151	50	160	150	350	4200	27,39	26,73	27,39	5 ϕ 32mm	40,20
sombra	3	308	140	160	150	350	4200	55,31	74,83	74,83	12 ϕ 32mm	96,48
	4	110	50	160	150	350	4200	19,69	26,73	26,73	5 ϕ 32mm	40,20



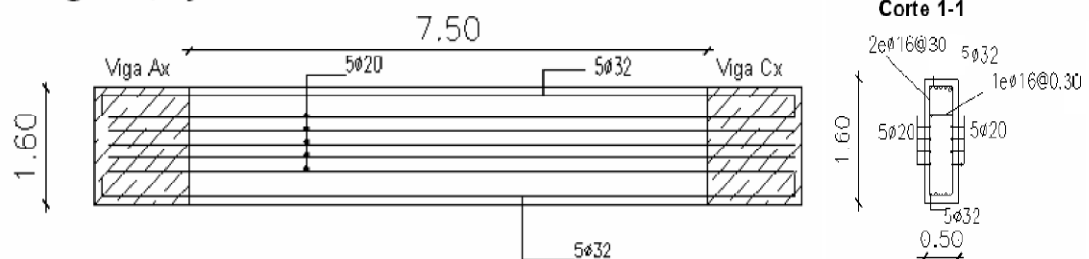
Nota; Cálculos Anexo 1, pág.140

Momento Positivo												
Pila	Viga	M_u	b	h	d	f'_c	F_y	A_s	$A_{s,min}$	$A_{s,req}$	varillas	$A_{s,real}$
		T.m	cm	cm	cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²	cm ²	cm ²	cm ²		cm ²
7	1	451	140	160	150	350	4200	81,79	74,83	81,79	12 ϕ 32mm	96,48
	2	34	50	160	150	350	4200	6,03	26,73	26,73	5 ϕ 32mm	40,20
	3	546	140	160	150	350	4200	99,63	74,83	99,63	13 ϕ 32mm	104,55
	4	23,5	50	160	150	350	4200	4,16	26,73	26,73	5 ϕ 32mm	40,20
7 sombra	1	469,7	140	160	150	350	4200	85,28	74,83	85,28	12 ϕ 32mm	96,48
	2	32	50	160	150	350	4200	5,67	26,73	26,73	5 ϕ 32mm	40,20
	3	465	140	160	150	350	4200	84,41	74,83	84,41	12 ϕ 32mm	96,48
	4	7	50	160	150	350	4200	1,24	26,73	26,73	5 ϕ 32mm	40,20

Viga Cx



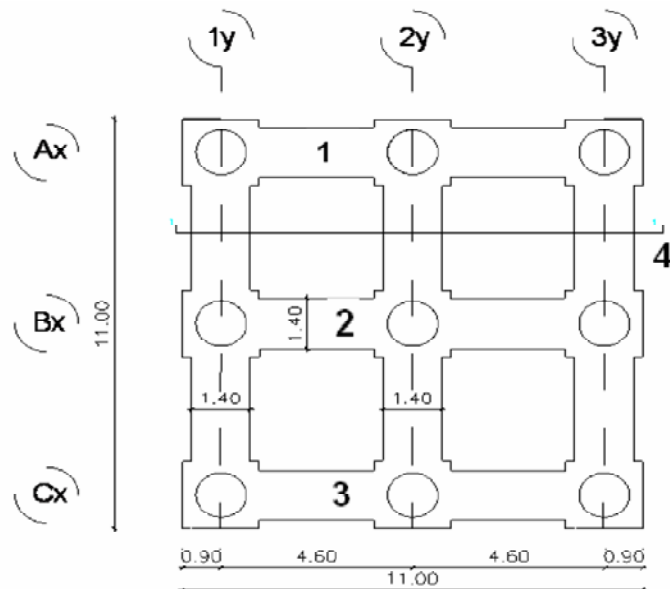
Viga Bx, 2y



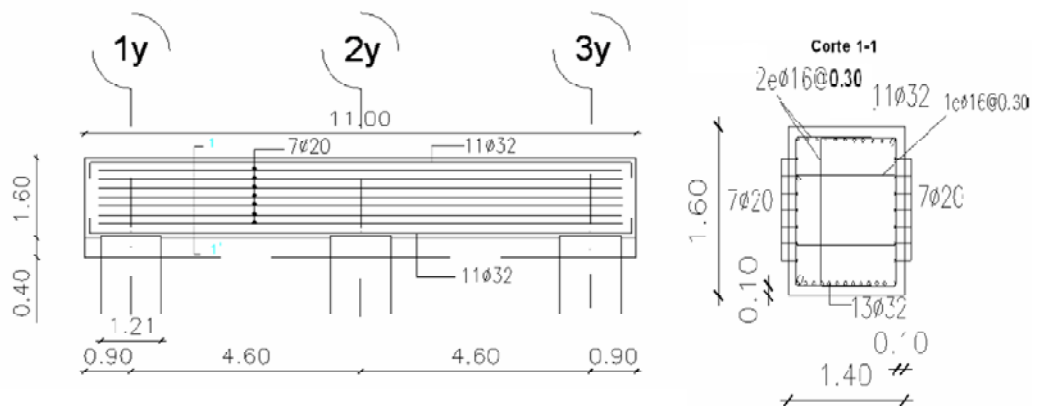
5.3.3 Resumen Pila 11

5.3.3.1 Refuerzo Longitudinal

Momento Negativo												
Pila	Viga	M_u	b	h	d	f'_c	F_y	A_s	$A_{s,min}$	$A_{s,req}$	varillas	$A_{s,real}$
		T.m	cm	cm	cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
11	1	455	140	160	150	350	4200	82,48	74,83	82,48	11 ϕ 32mm	88,44
	2	322	140	160	150	350	4200	57,92	74,83	74,83	11 ϕ 32mm	88,44
	3	411	140	160	150	350	4200	74,25	74,83	74,83	11 ϕ 32mm	88,44
	4	331	140	160	150	350	4200	59,53	74,83	74,83	11 ϕ 32mm	88,44
11 sombra	1	403	140	160	150	350	4200	72,77	74,83	74,83	11 ϕ 32mm	88,44
	2	180	140	160	150	350	4200	32,11	74,83	74,83	11 ϕ 32mm	88,44
	3	350	140	160	150	350	4200	63,05	74,83	74,83	11 ϕ 32mm	88,44
	4	148	140	160	150	350	4200	26,35	74,83	74,83	11 ϕ 32mm	88,44

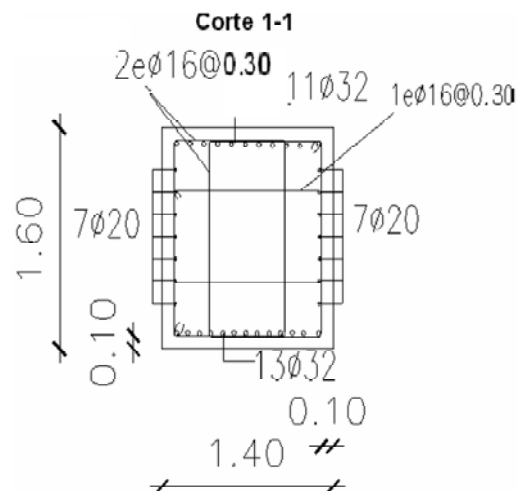
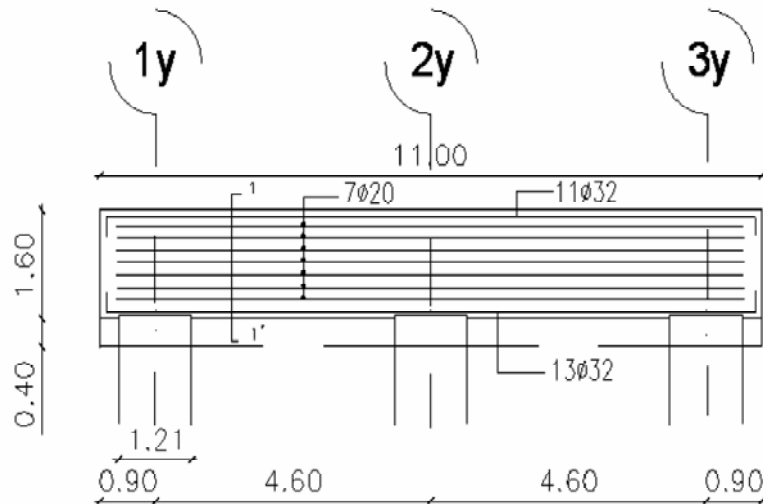


Viga Ax, Bx, 1y, 2y, 3y



Momento Positivo												
Pila	Viga	M_u	b	h	d	f_c	F_y	A_s	$A_{s,min}$	$A_{s,req}$	varillas	$A_{s,real}$
		T.m	cm	cm	cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²	cm ²	cm ²	cm ²		cm ²
11	1	481	140	160	150	350	4200	87,36	74,83	87,36	11 ϕ 32mm	88,44
	2	317	140	160	150	350	4200	56,96	74,83	74,83	11 ϕ 32mm	88,44
	3	529	140	160	150	350	4200	96,42	74,83	96,42	13 ϕ 32mm	104,55
	4	292	140	160	150	350	4200	52,42	74,83	74,83	11 ϕ 32mm	88,44
11 sombra	1	448	140	160	150	350	4200	81,23	74,83	81,23	11 ϕ 32mm	88,44
	2	232	140	160	150	350	4200	41,42	74,83	74,83	11 ϕ 32mm	88,44
	3	468	140	160	150	350	4200	85,02	74,83	85,02	11 ϕ 32mm	88,44
	4	200	140	160	150	350	4200	35,65	74,83	74,83	11 ϕ 32mm	88,44

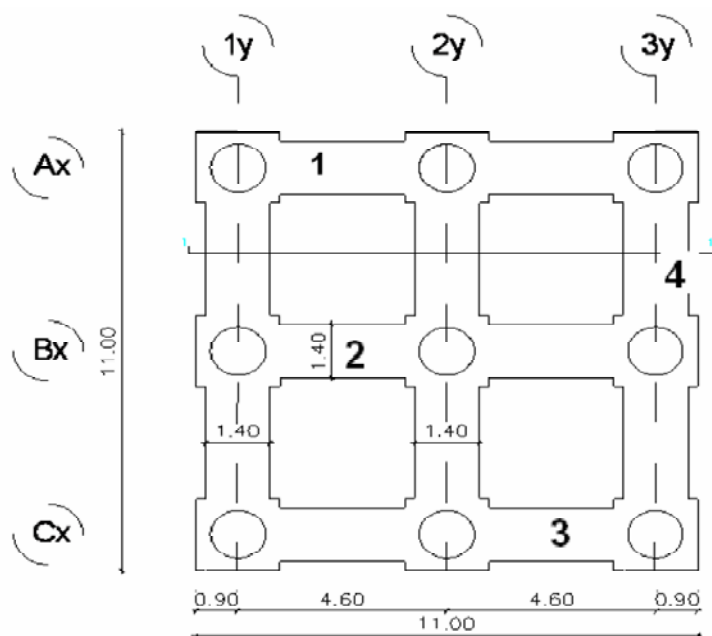
Viga CX



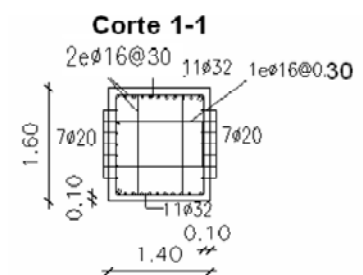
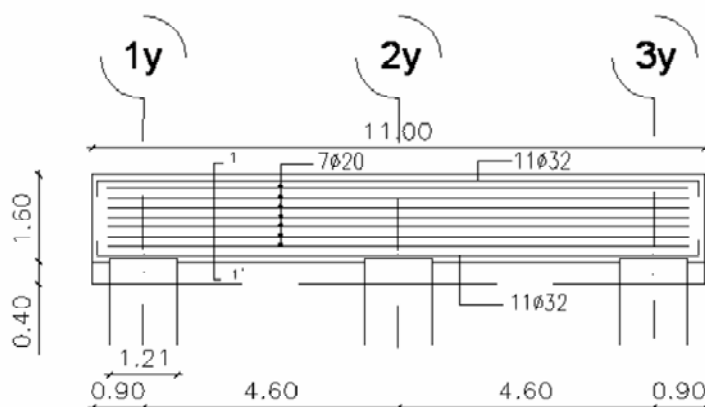
5.3.4 Resumen Pila 44

5.3.4.1 Refuerzo Longitudinal

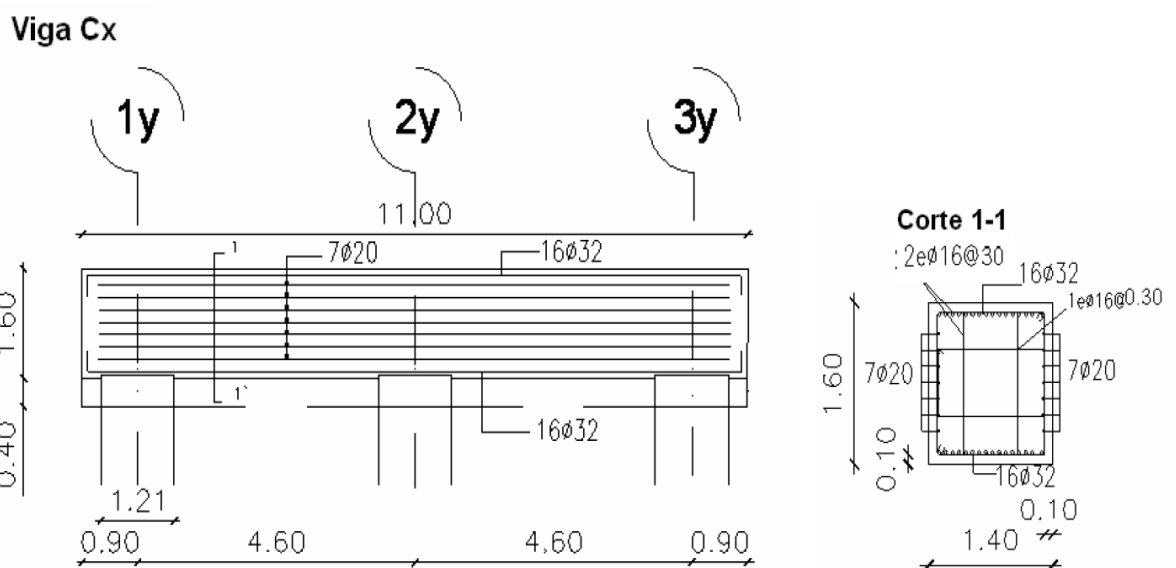
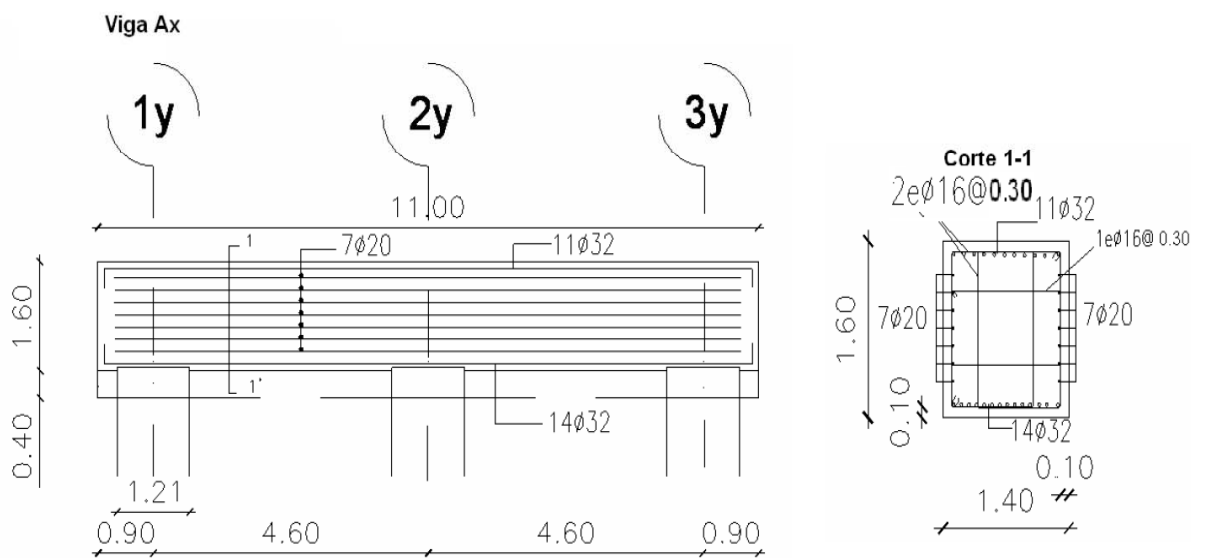
Momento Negativo												
Pila	Viga	M_u	b	h	d	f_c	F_y	A_s	$A_{s,min}$	$A_{s,req}$	varillas	$A_{s,real}$
		T.m	cm	cm	cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²	cm ²	cm ²	cm ²		cm ²
44	1	447	140	160	150	350	4200	81,03	73,9	81,04	11 ϕ 32mm	88,44
	2	278,3	140	160	150	350	4200	49,92	73,9	73,90	11 ϕ 32mm	88,44
	3	661,6	140	160	150	350	4200	121,66	73,9	121,66	16 ϕ 32mm	128,64
	4	455,2	140	160	150	350	4200	82,57	73,9	82,57	11 ϕ 32mm	88,44



Viga Bx, 1y, 2y, 3y



Momento Positivo												
Pila	Viga	M_u	b	h	d	f'_c	F_y	A_s	$A_{s,min}$	$A_{s,reg}$	varillas	$A_{s,real}$
		T.m	cm	cm	cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
44	1	579	140	160	150	350	4200	105,89	73,9	105,89	14 ϕ 32mm	112,56
	2	268,4	140	160	150	350	4200	48,11	73,9	73,9	11 ϕ 32mm	88,44
	3	609,3	140	160	150	350	4200	111,64	73,9	111,64	16 ϕ 32mm	128,68
	4	328,4	140	160	150	350	4200	59,08	73,9	73,9	11 ϕ 32mm	88,44



5.3.5 Resumen Pila 7,11 y 44

5.3.5.1 Diseño refuerzo a corte y superficial.

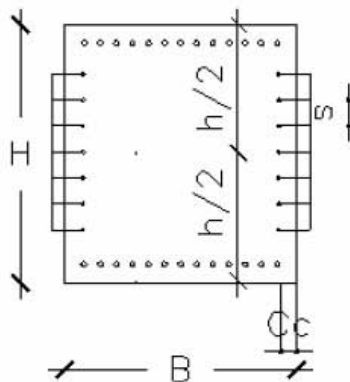
Pila	Viga	V_u	b	h	d	f'_c	F_y	vc	wu	A_v	Descripción	$s_{cál}$	s_{max}	s
7	1	172,4	140	160	150	350	4200	9,92	9,66	8,04	2φ16a30		30	30
	3	168,4	140	160	150	350	4200	9,92	9,43	8,04	2φ16a30		30	30
11	1	183,9	140	160	150	350	4200	9,92	10,3	8,04	2φ16a30	300	30	30
	3	181,8	140	160	150	350	4200	9,92	10,2	8,04	2φ16a30	300	30	30
44	1	225,8	140	160	150	350	4200	9,92	12,6	8,04	2φ16a30	88,2	30	30
	3	270,3	140	160	150	350	4200	9,92	15,1	8,04	2φ16a30	46,1	30	30

Pila	Viga	V_s
11	1	8129,7
	3	5659,1
44	1	57423,8
	3	109776,8

Refuerzo Superficia o de Piel

Para vigas con peralte muy alto > 900 cm

ACI 318 10,7



ACI 318 10.6.4

$$s = 380 (280/f_s) - 2.5 * C_c$$

$$s < 300 (280/f_s)$$

$$f_s = 2/3 * f_y$$

$$f_s = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = 13 \text{ cm}$$

$$s < 30 \text{ cm}$$

$$A_{vmin} = 0.0015 * b_w * s \quad \text{ACI 11.7.5}$$

$$\text{Para } b_w = 150 \text{ cm}$$

$$A_v = 21,98 \text{ cm}^2 \quad 7\phi 20a15$$

$$\text{Para } b_w = 50$$

$$A_v = 15,7 \text{ cm}^2 \quad 5\phi 20a15$$

Capítulo 6: Conclusiones y Recomendaciones

6.1 Conclusiones

- El puente que une las ciudades Bahía de Caráquez – San Vicente posee tres secciones de análisis que son: Acceso Bahía, Tramo Central y Acceso San Vicente con una longitud total aproximada de 2Km de largo. Este proyecto de investigación se desarrolló para las pilas P7, P11 y P44 del Tramo Central, el cual atraviesa el lecho marino del Río Chone y se encuentra formado por 38 pilas y una separación de 45m. entre ellas. Del análisis y diseño realizado para los pilotes, columnas-tapón y encepado, se presentan las siguientes conclusiones.

Pilotes

- El esfuerzo a la compresión (C1) es menor a 0.2 y el esfuerzo a la flexo-compresión (C2) es menor o igual a 1, valores que cumplen con los rangos de diseño que la norma AASHTO LRFD-07 establece. A continuación se presenta los resultados del análisis estructural para los esfuerzos mencionados. (Tabla 1)

Especificación Pilotes	Pilas	Pilote	Momento de Diseño	C1	C2
			(T-m)	σ_1/σ_{adm}	$\sigma_2/\Phi F_y$
De=1.21m e=20 mm Fy=3500 Kg/cm2	P7	1	240	0.180	0.92
		2	302	0.168	0.54
	P7 sombra	1	259	0.180	0.53
		6	461	0.159	0.81
	P11	1	515	0.150	0.92
		2	489	0.138	0.80
5		394	0.109	0.63	
P11 sombra	1	458	0.150	0.83	
	2	573	0.157	1.00	
De=1.21m e=2.5 mm	P44	1	651	0.15	1.00
		2	578	0.13	0.80

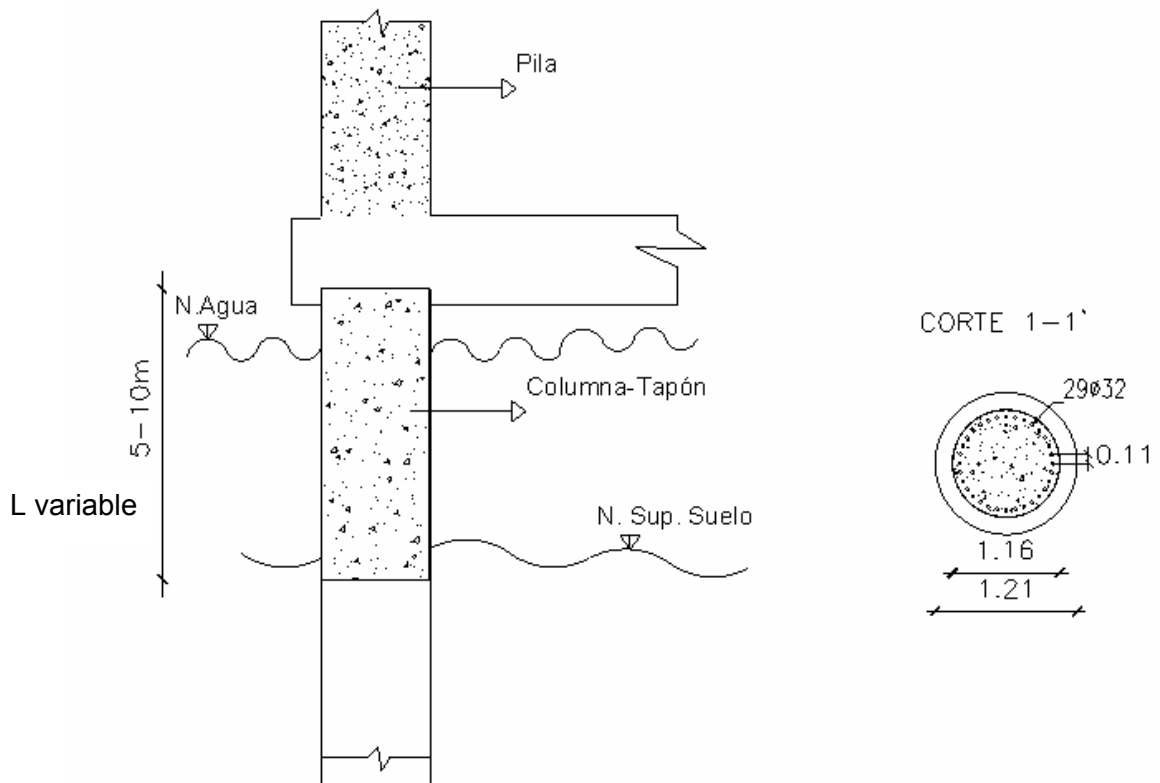
Tabla 1

- El esfuerzo cortante último que actúa en los pilotes metálicos no se considera un factor de análisis que controle el diseño de la estructura, ya que el esfuerzo a corte que produce la Pila 44 considerada la más crítica es tan solo el 8% del esfuerzo cortante nominal que resiste el pilote.
- Las dimensiones de los pilotes adoptadas para el análisis estructural, tanto para la pila de 8 pilotes como para las de 9 pilotes, cumplen todas las combinaciones de carga (muerta, viva, sismo en X y sismo en Y) y los demás requisitos de análisis como son; el efecto producido por pandeo, los esfuerzos a la compresión y a la flexo-compresión.

Columnas-tapón

- La sección superior de los pilotes se encuentra expuesta a la intemperie, por lo cual se diseño dentro de las mismas columnas de hormigón armado a manera de tapón, y así controlar la corrosión producida por efectos del medio ambiente. Las columnas-tapón de acuerdo al análisis estructural y su posterior diseño tiene una sección transversal de 10568.3 cm^2 ($D=116\text{cm}$) y un armado de 225.78 cm^2 cumpliendo así los requerimientos de control y diseño para soportar las cargas transmitidas por la superestructura. A continuación se presenta un esquema gráfico de estas columnas.

Esquema Columna-Tapón



- El esfuerzo a corte último que actúa en las columnas-tapón es un factor de análisis importante y se lo debe tomar muy en cuenta para realizar el diseño estructural, como se puede observar en los resultados de la tabla 2, este esfuerzo se encuentra muy cercano al esfuerzo nominal de la estructura, pudiendo convertirse en un factor crítico al momento de resistir las sollicitaciones de carga.

Tabla 2

Resultados al esfuerzo cortante	
Pila	$V_u < \phi = \Phi V_n$
P7	$v_u = 6.59 \text{Kg/cm}^2 < 9.92 \text{Kg/cm}^2$
P44	$V_u = 18.61 \text{Kg/cm}^2 < \phi = 18.61 \text{Kg/cm}^2$

Para la columna-tapón de la pila P7 fue necesario tan solo la resistencia que el hormigón brinda, mientras que para pila P44 se necesitó tanto del aporte a corte del hormigón y del acero. (Cálculos Anexo 1, pág. 134)

- Los resultados de los cálculos de los esfuerzos a compresión y flexo-compresión de los pilotes y las columnas-tapón realizadas por el Cuerpo de Ingenieros Civiles del Ejército como los realizados para esta investigación de tesis no difieren más de un 15% en promedio los unos de los otros, ambos análisis cumplen con la norma (AASHTO LRFD -07, Sección 10).

Vigas-Zapata

- El encepado se lo diseño mediante un sistema viga-zapata debido a las grandes dimensiones que posee (11m x 11m), con la finalidad de facilitar su proceso constructivo y reducir sus costos de elaboración, ya que al compararlo con un sistema sólido tradicional de encepado tipo losa este resultaría más costoso por su proceso constructivo y además aportaría una carga mayor hacia los pilotes por efecto de su propio peso.
- El armado estructural de los aceros junto con las secciones de hormigón que van a soportar las solicitaciones de carga transmitida por la superestructura se las diseñaron en base a los momentos negativos y positivos, máximos y mínimos cumpliendo con las exigencias que la norma ACI 318S-07 exige para este tipo de estructuras. Con los resultados obtenidos en porcentaje para el armado de las vigas (Tabla 3) se concluye que el acero longitudinal utilizado, cumple con su función de refuerzo para la estructura y no se encuentra sobredimensionado. El refuerzo longitudinal para el momento negativo y positivo mínimo en la pila P7 posee un porcentaje alto de armado, debido a que la viga no se encuentra apoyada en su centro sobre un pilote necesitando un mayor refuerzo para soportar de mejor manera las solicitaciones de carga.

Tabla 3

Pila	%As longitudinal		Pila	%As longitudinal	
	Momento Máximo Positivo	Momento Mínimo Positivo		Momento Máximo Negativo	Momento Mínimo Negativo
P7	7%	46%	P7	5%	50%
P11	7%	20%	P11	8%	18%
P44	6%	20%	P44	15%	20%

- Los aceros de refuerzo longitudinal en porcentaje para el sistema viga-zapata expuestos en este proyecto de investigación difieren en determinados resultados considerablemente con el diseño realizado por el CICE, concluyendo de esta manera que el sobredimensionamiento de algunos refuerzos longitudinales puede afectar el costo de la estructura, A continuación se presenta una tabla comparativa de los resultados en porcentaje para las pilas analizadas.

Tabla 4

Momento Positivo				Momento Negativo			
		Tesis	CICE			Tesis	CICE
Pila	Viga	%As	%As	Pila	Viga	%As	%As
7	3	5	5	7	1	7	16
7 Sombra	4	50	113	7 Sombra	2	42	105
11	3	8	8	11	1	7	27
11 Sombra	4	18	187	11 Sombra	4	20	41
44	3	15	15	44	3	6	45
	4	20	74		2	20	114

- El acero de transversal utilizado para refuerzo de las vigas-zapatas fue de 2Φ16 a 30cm de separación, valores que se encuentran dentro de los rangos que la norma ACI 318S-07 especifica, esta armadura junto con la resistencia que brinda el hormigón servirá para evitar que se produzcan daños por efecto de las fuerzas cortantes producidas por la superestructura.
- Para el armado de las vigas del puente de Bahía – San Vicente se utilizó refuerzo longitudinal adicional, también conocido como refuerzo superficial o de piel, ya que el código ACI 138S-07 recomienda su uso para vigas de gran altura (>900mm) y de esta manera evitar que se produzca una deformación local transversal del elemento. En este proyecto de tesis se

utilizó un refuerzo superficial de $7\Phi 20$ y $5\Phi 20$ valores con los cuales cumple los requerimientos que propone el código.

- Las dimensiones de las vigas tanto en el ancho como el largo se determinaron de acuerdo al sistema estructural, a las luces entre apoyos y el número de vigas a usarse en el puente y, una vez sometidas a las cargas de diseño para determinar el refuerzo transversal como el refuerzo longitudinal las secciones elegidas cumplieron satisfactoriamente las solicitaciones de carga.

6.2 Recomendaciones

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis y diseño para los diferentes elementos estructurales expuestos en este proyecto de investigación, se presentan las siguientes recomendaciones:

- Para el diseño de pilotes hincados a gran profundidad con considerables solicitaciones de carga, utilizar pilotes metálicos de secciones circulares mayores a 1 m de diámetro, con el objetivo de aumentar su ductilidad y su resistencia al pandeo, controlando de esta manera que los esfuerzos a la flexo-compresión no afecten la estructura.
- En el caso que los pilotes metálicos analizados en este proyecto de investigación no cumplan con la resistencia a los esfuerzos a la compresión y a la flexo-compresión se debe aumentar el espesor del anillo para obtener una mayor sección resistente.

- Para pilotes hincados sobre lechos marinos se debe analizar las características resistentes del material, con el fin de evitar que no se produzcan deterioros por efectos ambientales o climáticos, siendo necesario si fuera el caso utilizar elementos estructurales para controlar los efectos producidos por la corrosión.
- Utilizar para la construcción del hormigón de los encepados expuestos a corrientes marinas, aditivos como; acelerador de fraguado, acelerador del endurecimiento ó hidrófugo de masa, con el fin de evitar que el hormigón se deteriore por los sulfatos producidos por las sales marinas.
- El recubrimiento mínimo según la norma ACI para este tipo de proyectos es de 7,5cm, para el diseño estructural de las vigas-zapatas expuestas, se utilizó un recubrimiento de 10cm, para evitar que los sulfatos lleguen a corroer los aceros de la estructura. Asimismo el empotrado de la cabeza del pilote dentro del encepado debe ser mínimo 30 cm sin barras, en este proyecto investigativo se utilizó 40cm. En el Anexo 2, pág. 141 se presentan las recomendaciones generales de diseño.
- Considerar el área que ocupan las pilas de la superestructura para determinar las dimensiones del encepado, y verificar varias alternativas de diseño con el fin de optimizar costos, peso propio y facilidad constructiva. El diseño utilizado del encepado para transmitir las cargas a los pilotes en este proyecto investigativo fue un sistema viga-zapata el cual fue el más óptimo.

BIBLIOGRAFÍA

- Braja M. Das, Principles of Foundation Engineering, segunda edición
- Mecánica de Suelos Tomo I, II, y III Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Juárez Badillo- Rico Rodríguez
- Propiedades Geofísicas de los Suelos Joseph E. Bowles
- Mecánica de Suelos, T. William Lambe – Robert V. Whitman, Instituto Tecnológico de Massachusetts
- Mecánica de Suelos Dr. Karl Von Terzaghi
- Geotécnia y Cimientos, Mecánica del Suelo y de las Rocas, Primera parte y segunda parte, J.A. Jiménez Salas
- Cuerpo de Ingenieros Civiles del Ejercito del Ecuador, Ing. Marcelo Romo.

Anexo 1

Cálculos de los diseños
estructurales

CALCULO DISEÑO PILOTES

Pila 7

Datos

Longitud del pilote =	54m
Tipo de Acero =	ASTM A500 grado C
Fy =	3500 Kg/cm ²
Diametro =	1.21 m
Espesor =	2 cm

		CARGA AXIAL						
Pila	Pilote	MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
		D (T)	L (T)	Sx (T)	Sy (T)	D+L	D+Sx+0.3Sy+ 0.25L	D+Sy+0.3Sx+ 0.25L
P7	1	224	59	93	128	283	370	395
	2	210	54	90	1	264	314	252
P7 efecto sombra	1	223	59	86	117	282	359	381
	6	200	49	93	123	249	342	363

		MOMENTO FLECTOR							
Pila	Pilote		MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
			D (T.m)	L (T.m)	Sx (T.m)	Sy (T.m)	D+L	D+Sx+0.3Sy+ 0.25L	D+Sy+0.3Sx+ 0.25L
P7	1	M2-2	4	1	4	207	5	262	269
		M3-3	2	1	198	3	3		
	2	M2-2	0	0	4	213	0	268	277
		M3-3	3	2	201	3	5		
P7 efecto sombra	1	M2-2	3	1	14	184	4	196	226
		M3-3	0	0	141	33	0		
	6	M2-2	8	3	17	254	11	409	363
		M3-3	11	5	321	74	16		

Nota: Los valores de D, L, Sx, y Sy tanto para los valores de carga axial como para los momentos flectores

Pila	Carga de Diseño sin sismo (T)	Carga de Diseño con sismo (T)	Momento de Diseño (T.m)	δ	M2 (T.m)	A (cm ²)	W (cm ³)
P7	283	395	269	1,149	309	747,70	21883
	264	252	277	1,090	302	747,70	21883
sombra	282	381	226	1,143	259	747,70	21883
	249	342	409	1,126	461	747,70	21883

δ = Coeficiente de mayoración de momento por pandeo

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{C_{sismo} \cdot 1000}{P_{cr}}} \geq 1 \quad \text{ACI 10.10.6}$$

$$I = \frac{D_{ext}^4 \cdot \pi}{64} - \frac{D_{int}^4 \cdot \pi}{64} = 1323898 \quad \text{cm}^4 \quad (\text{Inercia})$$

$$W = \frac{I}{D_{ext} / 2} = 21883 \quad \text{cm}^4/\text{cm} \quad (\text{Módulo Resistente})$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{ext}^2}{4} - \frac{\pi \cdot D_{int}^2}{4} = 747,70 \quad \text{cm}^2 \quad (\text{Área})$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_p)^2} = 3048829 \quad \text{Kg} \quad (\text{Carga Crítica de Pandeo}) \quad \text{ACI 10.10.6}$$

$$k = 1 \quad (\text{Factor de longitud efectiva})$$

$$L_p = 30 \quad \text{m} \quad (\text{Longitud de Pandeo})$$

La longitud de pandeo se determinó de acuerdo al estudio de suelos que nos indica que los primeros 30m de profundidades del suelo es una arena licuable la cual no brinda ninguna resistencia como apoyo para los pilotes.

Efecto Este efecto es producido al desplazarse un pilote del grupo produciendo que las condiciones **Sombra** de cargas se vean modificadas.

Pila 11

Datos

Longitud del pilote =	55m
Tipo de Acero =	ASTM A500 grado C
Fy =	3500 Kg/cm ²
Diámetro =	1 21 m
Espesor =	2cm

		CARGA AXIAL						
Pila	Pilote	MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
		M (T)	L (T)	Sx (T)	Sy (T)	D+L	D+Sx+0.3Sy+0.25L	D+Sy+0.3Sx+0.25L
P11	1	191	44	115	174	235	369	411
	2	178	39	116	1	217	304	224
	5	138	33	2	0	171	148	147
P11 efecto sombra	1	191	44	107	164	235	358	398
	7	199	48	117	169	247	379	415

		MOMENTO FLECTOR							
Pila	Pilote		MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
			M (T)	L (T)	Sx (T)	Sy (T)	D+L	D+Sx+0.3Sy+0.25L	D+Sy+0.3Sx+0.25L
P11	1	M2-2	5	2	1	336	7	438	446
		M3-3	11	4	325	2	15		
	2	M2-2	0	0	1	344	0	440	453
		M3-3	10	4	326	2	14		
	5	M2-2	0	0	0	286	0	372	375
		M3-3	4	3	281	0	7		
P11 efecto sombra	1	M2-2	5	2	0	311	7	359	399
		M3-3	10	4	255	46	14		
	7	M2-2	10	4	1	442	14	502	468
		M3-3	3	2	475	84	5		

Pilote Dext=121cm x e=20 mm

I=	1323898	cm ⁴	(Inercia)	
W=	21883	cm ³	(Módulo Resistente)	
A=	747,70	cm ²	(Área)	
L _p =	30	m	(Longitud de Pandeo)	
P _{cr} =	3048829	Kg	(Carga Crítica de Pandeo)	ACI 10.10.6

Pila	Carga de Diseño sin sismo (T)	Carga de Diseño con sismo (T)	Momento de Diseño (T-m)	δ	M2 (T-m)	A (cm ²)
P11	235	411	446	1,156	515	747,70
	217	224	453	1,079	489	747,70
	171	147	375	1,051	394	747,70
P11 efecto sombra	235	398	399	1,150	458	747,70
	247	379	502	1,142	573	747,70

$\delta =$ Coeficiente de mayoración por pandeo

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{C_{sismo} * 1000}{P_{cr}}} \quad \text{ACI} \quad 10.10.6$$

Pila 44

Datos

Longitud del pilote =	65 m
Tipo de Acero =	ASTM A500 grado C
Fy =	3500 Kg/cm ²
Diametro =	1.21 m
Espesor =	2.5cm

		CARGA AXIAL						
Pila	Pilote	MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
		M (T)	L (T)	Sx (T)	Sy (T)	D+L	D+Sx+0.3Sy+0.25L	D+Sy+0.3Sx+0.25L
P44	1	245	43	228	384	288	599	708
	2	215	37	196	77	252	443	360

		MOMENTO FLECTOR							
Pila	Pilote		MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
			M (T)	L (T)	Sx (T)	Sy (T)	D+L	D+Sx+0.3Sy+0.25L	D+Sy+0.3Sx+0.25L
P44	1	M2-2	3	1	137	534	4	496	638
		M3-3	4	1	332	120	5		
	2	M2-2	0	0	123	479	0	444	572
		M3-3	4	1	296	114	5		

Pilote Dext=121cm x e=2.5 mm

I=	1634366	cm ⁴	(Inercia)	
W=	27014	cm ³	(Módulo Resistente)	
A=	930,70	cm ²	(Área)	
L _p =	10	m	(Longitud de Fa f)	
P _{cr} =	33874297	Kg	(Carga Crítica de Pandeo)	ACI 10.10.6

Pila	Carga de Diseño sin sismo (T)	Carga de Diseño con sismo (T)	Momento de Diseño (T-m)	δ	M2 (T-m)	A (cm ²)	W (cm ³)
P44	288	708	638	1,021	651	930,70	27014
	252	360	572	1,011	578	930,70	27014

δ = Coeficiente de mayoración por pandeo

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{C_{sismo} * 1000}{P_{cr}}} \quad \text{ACI} \quad 10.10.6$$

CÁLCULO DEL ANÁLISIS Y DISEÑO COLUMNAS TAPÓN

COLUMNA - PILA 7

Datos

$f'c =$ 350 Kg/cm²
 $f_y =$ 4200 Kg/cm²
 Diametro 117 cm

		CARGA AXIAL						
Pila	Pilote	MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
		D	L	Sx	Sy	D+L	D+Sx+0.3Sy+0.25L	D+Sy+0.3Sx+0.25L
		(T)	(T)	(T)	(T)			
7 efecto sombra	1	204	59	92	127	263	334	359
	6	182	49	92	122	231	311	332

		MOMENTO FLECTOR							
Pila	Pilote		MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
		D	L	Sx	Sy	D+L	D+Sx+0.3Sy+0.25L	D+Sy+0.3Sx+0.25L	
		(T)	(T)	(T)	(T)				
P7	1	M2-3	32	12	3	112	44	213	190
		M3-4	32	12	144	10	44		
P7 sombra	7	M2-3	37	14	8	95	51	261	182
		M3-4	20	6	211	77	26		

Pilote Dext=118 cm

I= 9516975 cm⁴ (Inercia)

L_p= 30 m (Longitud de Pandeo)

P_{cr}= 2922242 Kg (Carga Crítica de Pandeo) **ACI 10.10.6**

Pila	Carga de Diseño sin sismo (T)	Carga de Diseño con sismo (T)	Momento de Diseño (T-m)	δ	M2 (T-m)
P7	263	334	213	1,129	240
P7 sombra	231	311	261	1,119	292

$\delta =$ Coeficiente de mayoración por pandeo

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{C_{sismo} * 1000}{P_{cr}}} \quad \text{ACI} \quad \text{10.10.6}$$

COLUMNA-PILA 11

Datos

$f'c =$ 350 Kg/cm²

$f_y =$ 4200 Kg/cm²

Diametro 117 cm

		CARGA AXIAL						
Pila	Pilote	MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
		D	L	Sx	Sy	D+L	D+Sx+0.3Sy+0.	D+Sy+0.3Sx+
		(T)	(T)	(T)	(T)		25L	0.25L
P11	1	169	44	115	174	213	336	378
P11 sombra	7	178	48	116	168	226	344	381

		MOMENTO FLECTOR							
Pila	Pilote		MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
			D	L	Sx	Sy	D+L	D+Sx+0.3Sy+	D+Sy+0.3Sx+
			(T)	(T)	(T)	(T)		0.25L	+0.25L
P11	1	M2-2	25	9	2	235	34	366	342
		M3-3	24	9	269	5			
P11 sombra	7	M2-2	29	11	1	255	40	422	374
		M3-3	18	6	326	76	24		

Pilote Dext=118 cm

$I =$ 9516975 cm⁴ (Inercia)

$L_p =$ 30 m (Longitud de Pandeo)

$P_{cr} =$ 2922242 Kg (Carga Crítica de Pandeo) **ACI 10.10.6**

Pila	Carga de Diseño sin sismo (T)	Carga de Diseño con sismo (T)	Momento de Diseño (T-m)	δ	M2 (T-m)
P11	213	336	366	1,130	413
P11 sombra	226	344	422	1,134	478

$\delta =$ Coeficiente de mayoración por pandeo

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{C_{sismo} * 1000}{P_{cr}}} \quad \text{ACI} \quad \text{10.10.6}$$

COLUMNA-PILA 44

		CARGA AXIAL						
Pila	Pilote	MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
		D (T)	L (T)	Sx (T)	Sy (T)	D+L	D+Sx+0.3Sy+0.25L	D+Sy+0.3Sx+0.25L
P44	1	270	52	260	461	322	681	822

		MOMENTO FLECTOR							
Pila	Pilote		MUERTA	VIVA	SISMO	SISMO	COMBINACIÓN DE CARGAS		
			D (T)	L (T)	Sx (T)	Sy (T)	D+L	D+Sx+0.3Sy+0.25L	D+Sy+0.3Sx+0.25L
P44	1	M2-2	44	9	107	333	53	382	457
		M3-3	54	20	226	89	74		

Pilote Dext=118 cm

I= 9516975 cm⁴

(Inercia)

L_F= 10 m

(Longitud de Pandeo)

P_{cr}= 26300182 Kg

(Carga Crítica de Pandeo)

ACI

10.10.6

Pila	Carga de Diseño sin sismo (T)	Carga de Diseño con sismo (T)	Momento de Diseño (T-m)	δ	M2 (T-m)
P44	322	822	457	1,032	472

δ = Coeficiente de mayoración por pandeo

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{C_{sismo} * 1000}{P_{cr}}} \quad \text{ACI} \quad 10.10.6$$

CALCULOS DISEÑO VIGAS- ZAPATAS

ENCEPADOS

Determinación geométrica

Separación (s) pilotes a punta

$$s \geq \begin{cases} D + 30 \text{ cm.} \\ 1,75 \text{ a } 2,5D \\ \sqrt{\frac{\text{Carga en cada pilote (en Kg.)}}{\text{Capacidad por tante del suelo (en Kg / cm}^2)}} \end{cases}$$

Separación (s) pilotes a fricción

$$s \geq \begin{cases} 2,5 \text{ a } 3 D \\ 75 \text{ cm} \end{cases}$$

En la práctica se suele usar

$$s \geq \begin{cases} 3 D \\ 1 m \end{cases} ; \quad e \geq \frac{s \sqrt{3}}{2}$$

Resistencia mínima del hormigón

$$f'c = 200 \text{ a } 250 \text{ Kg/cm}^2$$

Altura mínima del encepado

$$h \geq 30 \text{ cm .}$$

Diseñar armadura vertical a flexión simple

$$h \geq 60 \text{ cm}$$

Recubrimiento desde la cara externa del pilote

$$r \geq 22,5 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo para la armadura

$$7,5 \text{ cm sobre las cabezas de los pilotes}$$

Pilote empotrado en el encepado con barras

$$15 \text{ cm de penetración mínimo en el encepado}$$

Pilote empotrado en el encepado sin barras

$$30 \text{ cm de penetración mínimo en el encepado}$$

Estribos colocados deben ser cerrados

Se recomienda el uso de un zuncho

Armadura de los pilotes prolongar

Armadura de los pilotes prolongar

Armadura longitudinal debe cumplir

30 cm a partir de la cabeza del pilote

$\geq 1\%$ de la sección de la columna o

0,005 veces la sección del pedestal la que sea mayor

y un mínimo de 4 barras

Para el uso de traves

Sección máxima

$$\leq \phi 1 \ 3 / 8''$$

Diámetro máximo

no excederá mas de 5mm de las barras longitudinales

Prolongacion dentro de las columnas

no mayor a $\phi 1 \ 3 / 4''$ (43 mm) o

no mayor a $\phi 2 \ 1 / 4''$ (57,3mm) (sometida a compresion)

PILA 7

DISEÑO DE VIGAS - ZAPATAS

Momentos Negativos									
Pila	Viga	M _D	M _L	M _{Sx}	M _{Sy}	M _{u1}	M _{u2}	M _{u3}	M _u
		T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m
7	1	58	21	370	41	109	215	446	446
	2	21	5	143	1	35	66	166	166
	3	28	8	24	324	49	361	151	361
	4	33	10	3	119	59	155	74	155
7 sombra	1	44	14	438	33	80	212	495	495
	2	18	4	132	1	30	60	151	151
	3	24	6	21	276	41	308	129	308
	4	24	8	2	83	44	110	53	110

Nota: Los valores de M_D, M_L, M_{Sx}, M_{Sy}, son proporcionados por el análisis de la superestructura

CODIGO AASHTO LRFD -07 3.10.9

$$Mu1 = U = 1.25D + 1.75L = 1.25 \cdot 58 + 1.75 \cdot 21 = 109.3 \text{ T.m}$$

$$Mu2 = U = D + \gamma_{EQ} \cdot L + S_y + 0.30S_x = 58 + 0.25 \cdot 21 + 41 + 0.3 \cdot 370 = 215.3 \text{ Tm}$$

$$Mu3 = U = D + \gamma_{EQ} \cdot L + S_x + 0.30S_y = 58 + 0.25 \cdot 21 + 370 + 0.3 \cdot 41 = 445.6 \text{ Tm}$$

γ_{EQ} Factor de carga para carga viva aplicado simultaneamente con cargas sísmicas, depende del tipo de estructura, para puente = 0.25

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \times d \quad \text{ACI318S} \quad 10.5.1$$

$$A_s = \frac{0.85 f'c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad \text{ACI318-02}$$

Momentos Positivo									
Pila	Viga	M_D	M_L	M_{Sx}	M_{Sy}	M_{u1}	M_{u2}	M_{u3}	M_u
		T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m
7	1	246	82	137	132	451	440	443	451
	2	16	8	6	0	34	20	24	34
	3	294	102	72	95	546	436	420	546
	4	9	7	1	6	24	17	14	24
7 sombra	1	246	82	134	163	451	470	449	470
	2	13	9	2	0	32	16	17	32
	3	253	85	67	91	465	385	369	465
	4	0	4	2	4	7	6	4	7

Nota: Los valores de M_D , M_L , M_{Sx} y M_{Sy} , son proporcionados por el análisis de la superestructura

CODIGO AASHTO LRFD -07 3.10.9

$$M_{u1} = U = 1.25D + 1.75L = 1.25 \cdot 246 + 1.75 \cdot 82 = 451 \text{ T.m}$$

$$M_{u2} = U = D + \gamma_{EQ} \cdot L + S_y + 0.30S_x = 246 + 0.25 \cdot 82 + 132 + 0.3 \cdot 137 = 440 \text{ T.m}$$

$$M_{u3} = U = D + \gamma_{EQ} \cdot L + S_x + 0.30S_y = 246 + 0.25 \cdot 82 + 137 + 0.3 \cdot 132 = 443 \text{ T.m}$$

γ_{EQ} Factor de carga para carga viva aplicado simultaneamente con cargas sísmicas, depende del tipo de estructura, para puente = 0.25

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \times d \quad \text{ACI318S 10.5.1}$$

$$A_s = \frac{0.85 f'c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad \text{ACI318-02}$$

PILA 11

Momentos Negativos									
Pila	Viga	M _D	M _L	M _{Sx}	M _{Sy}	M _{u1}	M _{u2}	M _{u3}	M _u
		T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m
11	1	47	17	395	28	88,5	197,8	454,7	454,7
	2	14	4	307	0	24,5	107,1	322,0	322,0
	3	17	4	5	391	28,3	410,5	140,3	410,5
	4	38	14	1	289	72,0	330,8	129,2	330,8
11 sombra	1	23	11	368	29	48,0	165,2	402,5	402,5
	2	17	7	161	1	33,5	68,1	180,1	180,1
	3	17	8	3	330	35,3	349,9	121,0	349,9
	4	11	3	1	136	19,0	148,1	53,6	148,1

Momentos Positivo									
Pila	Viga	M _D	M _L	M _{Sx}	M _{Sy}	M _{u1}	M _{u2}	M _{u3}	M _u
		T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m
11	1	252	86	180	91	465,5	418,5	480,8	480,8
	2	145	51	159	0	270,5	205,5	316,8	316,8
	3	286	98	12	154	529	468,1	368,7	529
	4	129	47	4	150	243,5	292	189,8	292
11 sombra	1	231	91	133	107	448	400,7	418,9	448
	2	100	37	122	1	189,8	146,9	231,6	231,6
	3	243	94	11	120	468,3	389,8	313,5	468,3
	4	85	31	3	106	160,5	199,7	127,6	199,7

PILA 44

Momentos Negativos									
Pila	Viga	M_D	M_L	M_{Sx}	M_{Sy}	M_{u1}	M_{u2}	M_{u3}	M_u
		T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m
44	1	78	41	305	179	169,3	358,8	447,0	447,0
	2	15	10	232	96	36,3	183,1	278,3	278,3
	3	53	12	92	578	87,3	661,6	321,4	661,6
	4	32	6	69	401	50,5	455,2	222,8	455,2

Momentos Positivos									
Pila	Viga	M_D	M_L	M_{Sx}	M_{Sy}	M_{u1}	M_{u2}	M_{u3}	M_u
		T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m	T.m
44	1	347	72	70	193	559,8	579	492,9	579
	2	158	29	92	37	248,3	229,9	268,4	268,4
	3	374	81	83	102	609,3	521,2	507,9	609,3
	4	173	29	37	137	267	328,4	258,4	328,4

Anexo 2

Fotos Puente Bahía-San Vicente

PILOTES DE ACERO

Φ 1,21m

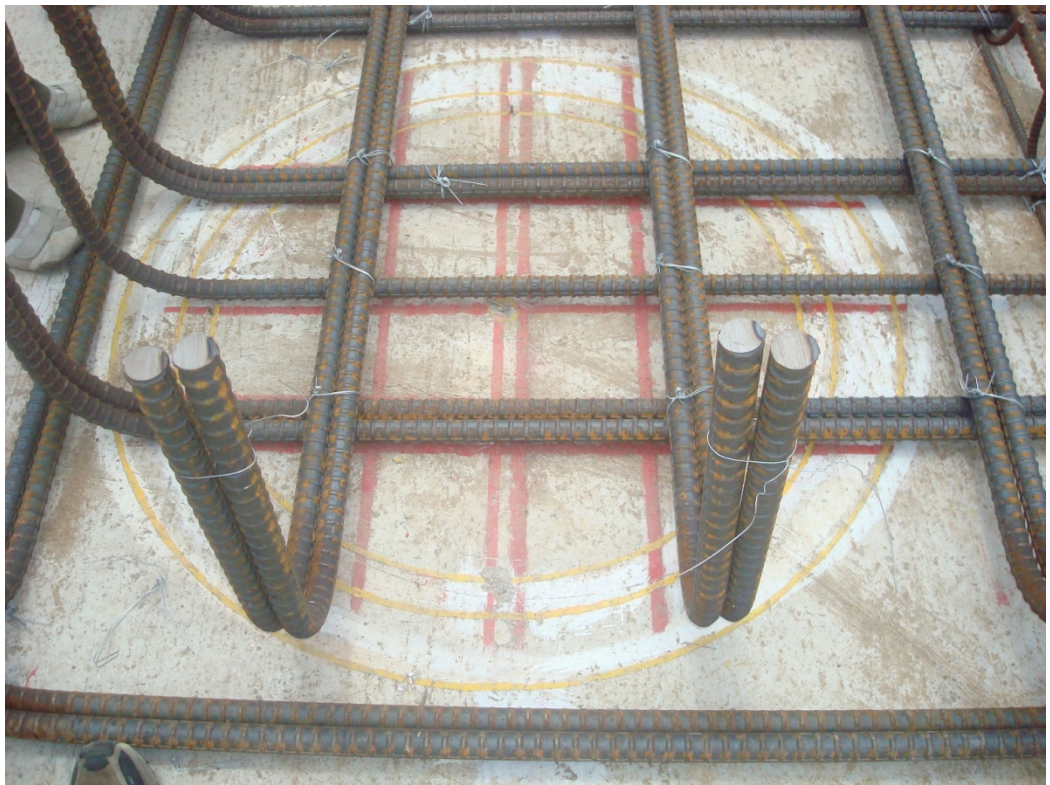


Grupo de Pilotes Hincados



ARMADO DE ACEROS VIGAS-ZAPATAS







SISTEMA VIGA-ZAPATA CONCLUIDO



PUENTE BAHÍA DE CARÁQUEZ – SAN VICENTE



VIGAS PUENTE





Aisladores sísmicos

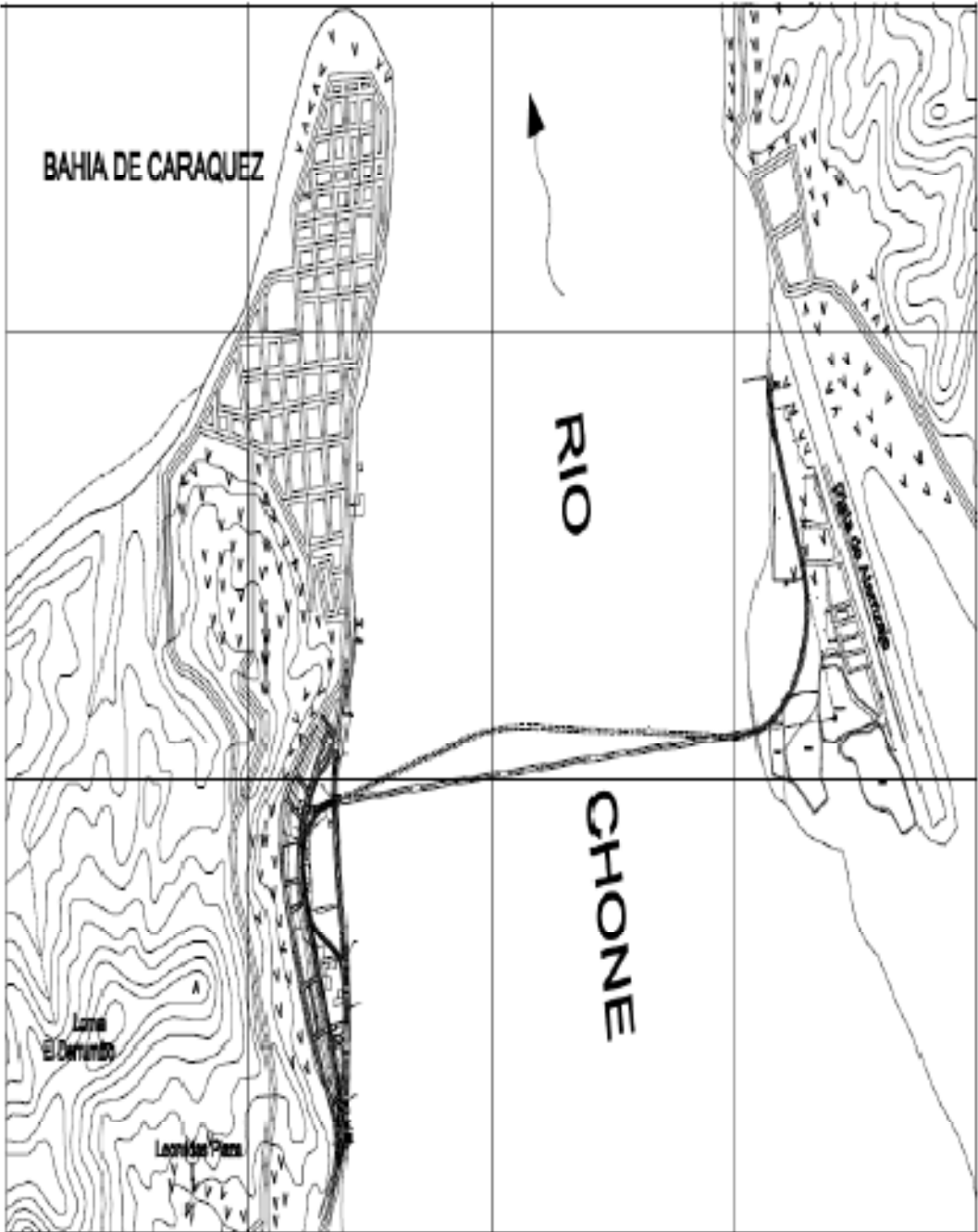




Anexo 3

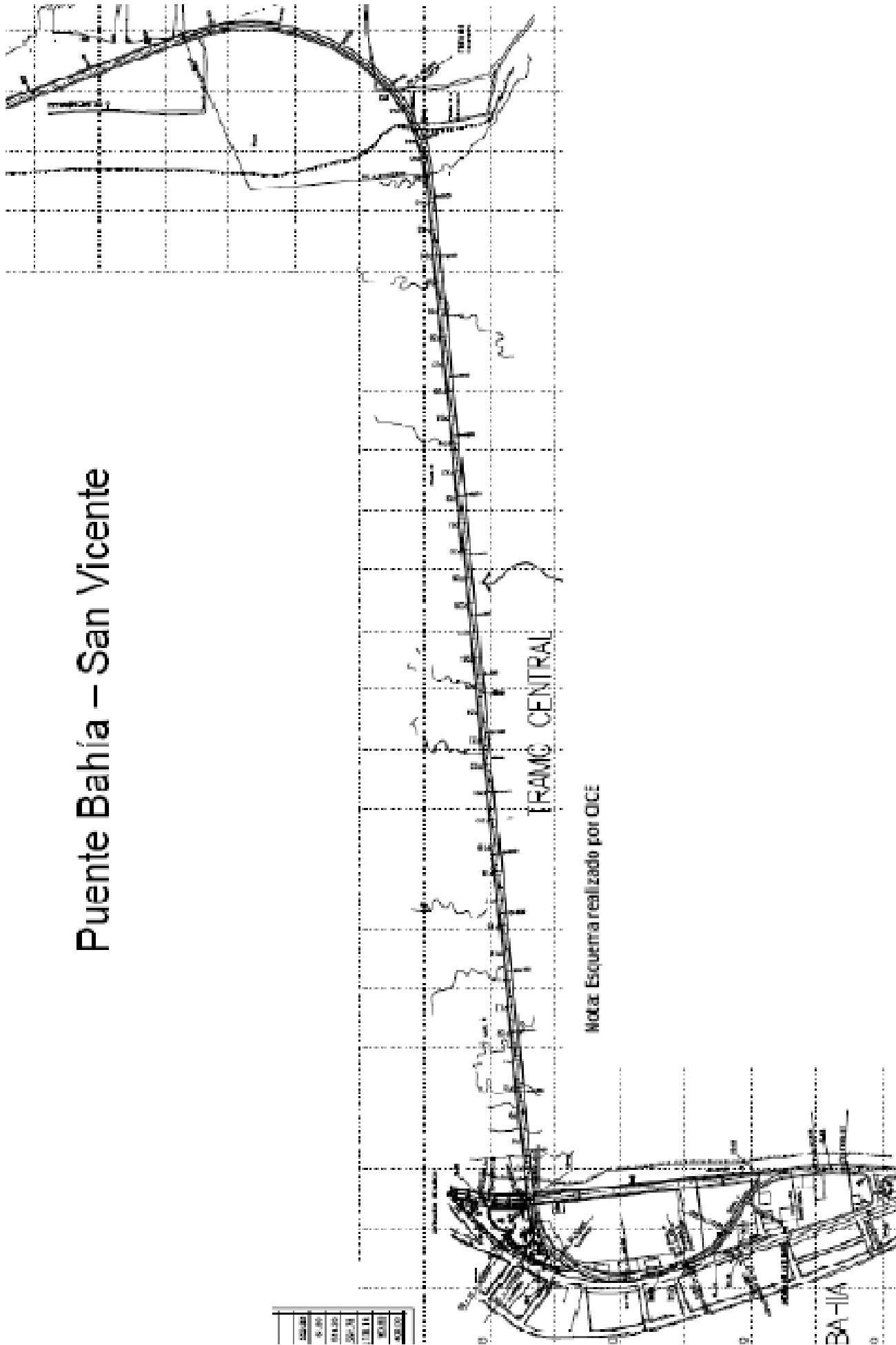
Esquema gráfico puente Bahía-San Vicente

PUENTE BAHÍA-SAN VICENTE

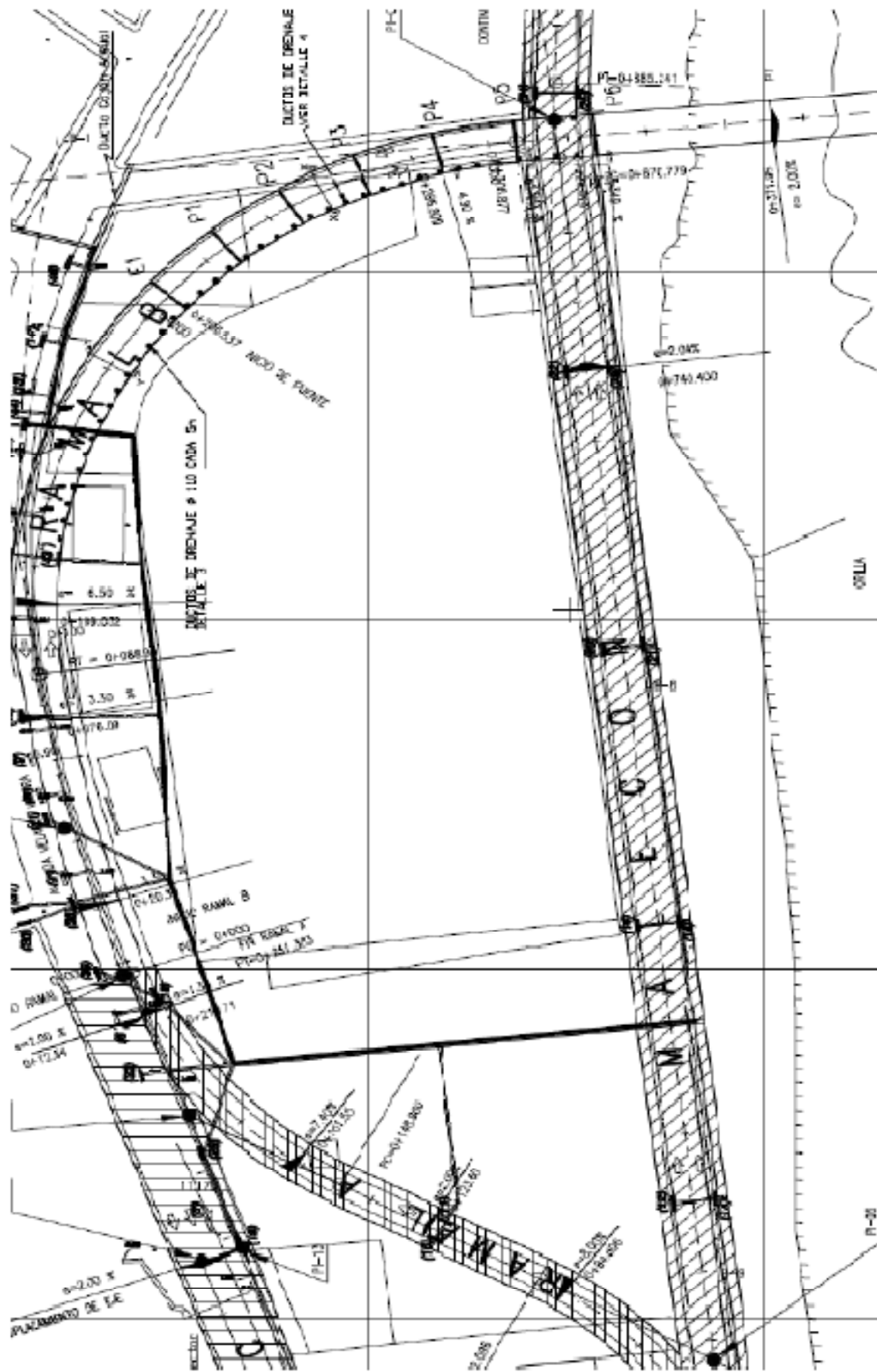


Nota: Esquema realizado por OICE

Puente Bahía – San Vicente

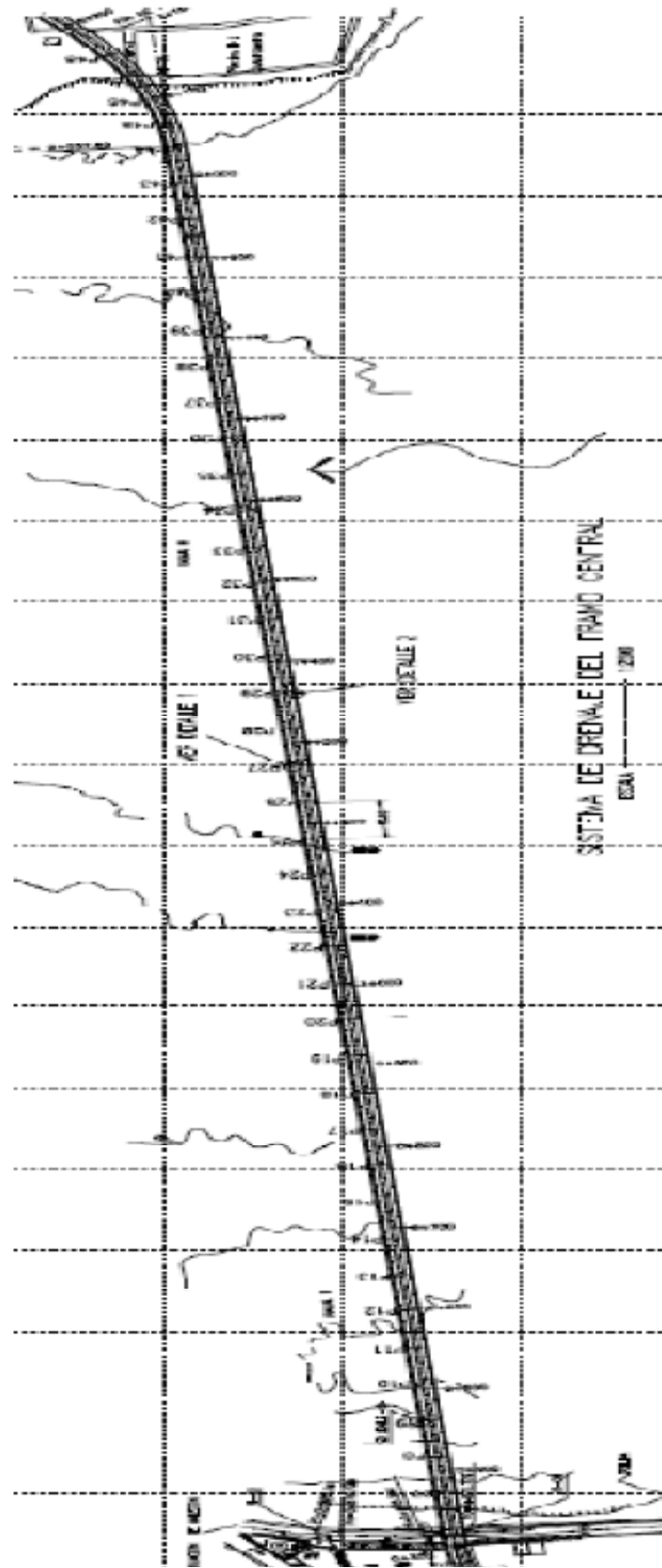


TRAMO BAHÍA DE CARÁQUEZ



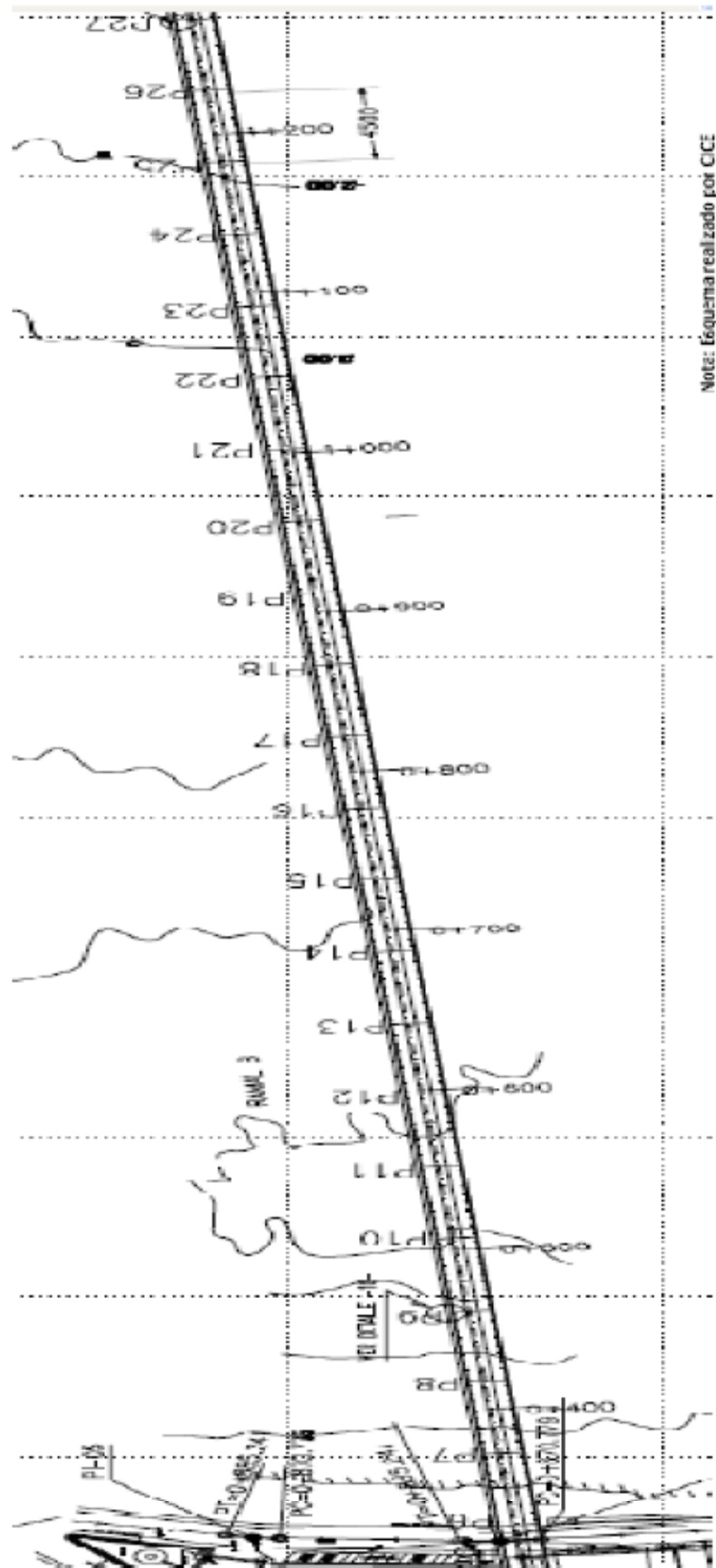
Nota: Esquema realizado por CICE

TRAMO CENTRAL PUENTE



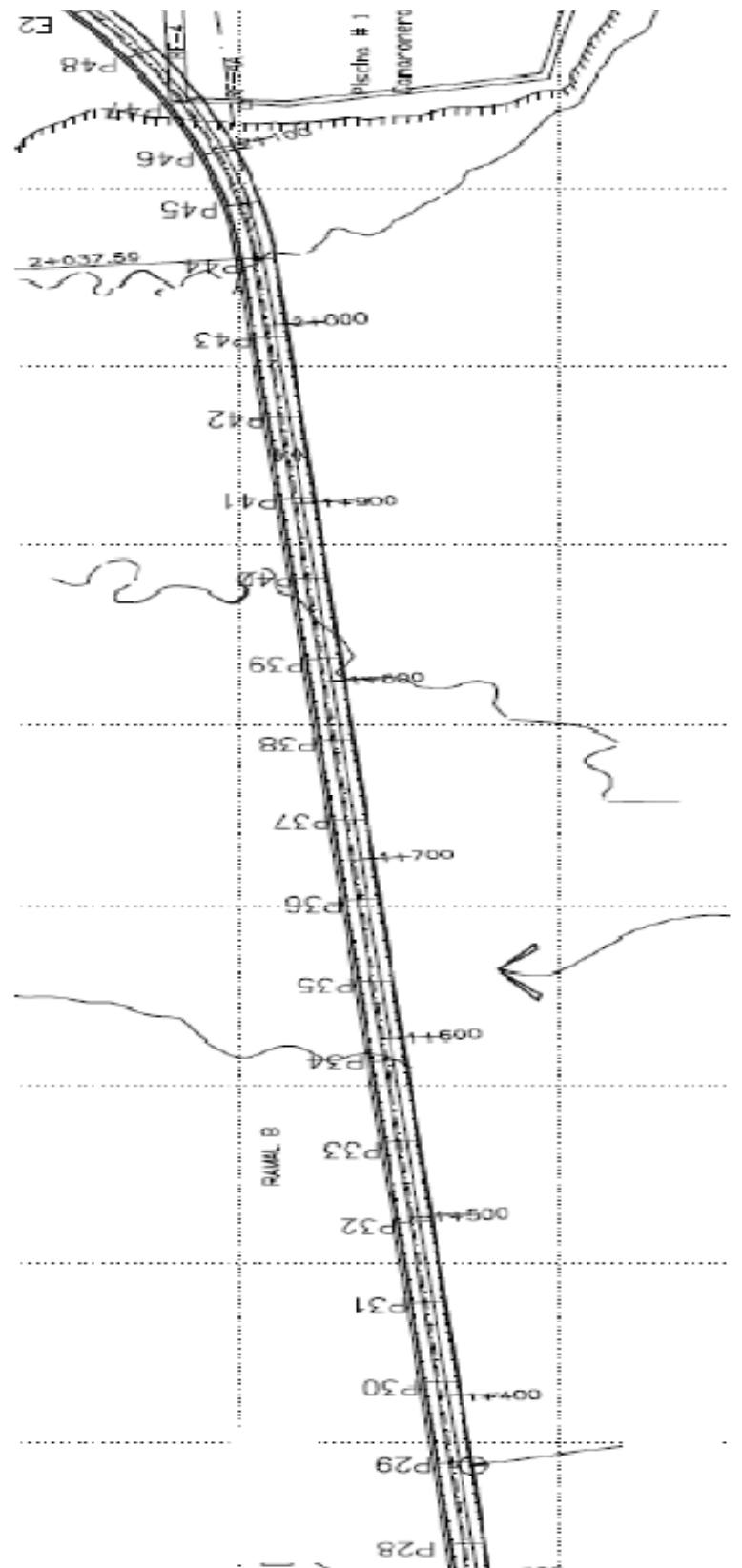
Nota: Esquema realizado por CICE

TRAMO CENTRAL 1



Nota: Esquema realizado por CICE

TRAMO CENTRAL 2



Nota: Esquema realizado por CICE

