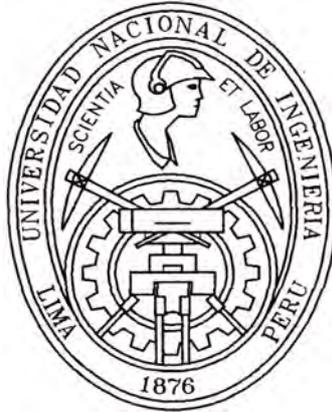


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**EVALUACION DE LA CIMENTACION DEL PUENTE
BILLINGHURST
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO POR PILOTAJE
PRE EXCAVADOS**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JOSE DAVID FERNANDEZ CASTILLO

Lima- Perú

2007

Dedicatoria

A la persona que amo y de la que me acompañara toda la vida, por apoyarme en todo lo que me he trazado en esta vida, por la confianza depositada en mi.

A mis padres por el gran esfuerzo que depositaron en mi y hermanos por su amor apoyo, comprensión y cuidados.

Agradecimientos

A mi asesor y empresa PSV Constructores SA que con su apoyo y experiencia me han servido de guía para la elaboración del presente informe,
A mis compañeros Grupo 05 por su ayuda, ya que de alguna manera colaboraron en este propósito.

INDICE

RESUMEN	01
LISTA DE FIGURAS	03
LISTA DE CUADROS	05
INTRODUCCION	06
CAPITULO I. GENERALIDADES	
1.1 Ubicación	08
1.2 Descripción del Proyecto.	08
1.3 Especificaciones Técnicas.	
1.3.1 Acero corrugado $f_y=4200$ en columnas de cimentación (Pilotes)	11
1.3.2 Acero Estructural (Encamisado)	12
1.3.3 Concreto $f_c =210$ kg/cm ² en Columnas de Cimentación (Encamisado)	13
1.3.4 Perforación de Columnas de Cimentación (Pilotes)	19
1.3.5 Descabezado de columnas de cimentación (Pilotes)	20
1.4 Estudio de canteras	
1.4.1 Generalidades	20
1.4.2 Exploración de Canteras	20
1.4.3 Ubicación de canteras	20
1.4.4 Fuente de agua	22
1.5 Programación de Obra.	23
CAPITULO II. EQUIPOS A UTILIZAR	
2.1 Equipo de pilotaje.	24
2.2 Equipos de excavación	24
2.3 Equipo de producción de concreto	24
2.4 Equipos de Laboratorio	25
CAPITULO III. PLAN DE EJECUCION	
3.1 Organización (Personal Staff)	26
3.2 Oficina y Campamento.	38
3.3 Almacenes	
3.3.1 Almacén de Material.	39

3.3.2 Almacén de Equipos.	40
3.4 Ubicación de Botaderos.	40
3.5 Materiales a utilizar	40
3.6 Planta de Concreto.	41
3.7 Habilitado de Acero de Refuerzo.	42

CAPITULO IV. CONTROL DE CALIDAD

4.1 Verificación e Inspección	
4.1.1 Perforación de la columna	44
4.1.2 Armadura del acero de Refuerzo.	44
4.1.3 Concreto. Armado	44
4.2 Pruebas	
4.2.1 Resistencia a la compresión de concreto.	45
4.3 Ensayos de integridad estructural del Pilote	
4.3.1 Estático de Cargas	46
4.3.2 Con métodos no destructivos.	
4.3.2.1 Método Sonico.	53
4.3.2.2 Método de cross-hole ultrasónico.	54
4.3.2.3 Método ensayo dinámico.	56

CAPITULO V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

5.1 Trabajos Preliminares	
5.1.1 Construcción de Rampa de Acceso	60
5.1.2 Montaje de las planta de concreto	60
5.1.3 Colocado de Plataforma Trabajo para Pilote en Agua	60
5.1.4 Procedimiento de transporte de Habilitado de Materiales y Camión mixer En Pilote en Agua.	61
5.1.5 Preparación de la plataforma en seco	61
5.2 Procedimiento Específico	
5.2.1 Trabajos En Plataforma de Pilote en Tierra	61
5.2.2 Trabajos En Plataforma de Pilote en Agua	71

CONCLUSIONES	76
---------------------	----

RECOMENDACIONES	77
------------------------	----

ANEXOS

BIBLIOGRAFIA

RESUMEN

El taller "Cimentaciones Profundas Aplicados a la Ingeniería Civil" del Curso de Actualización de Conocimientos 2007 planteó como objetivo el estudio de la aplicación de cimentaciones profundas como solución a casos particulares que se presentan en diversos proyectos de ingeniería civil.

En tal sentido se realizó el estudio de las cimentaciones del Puente Billingham sobre el río Madre de Dios, el puente de tipo colgante está proyectado sobre pilotes excavados con profundidades que van desde los 30 hasta los 50m y con diámetros de 1.50 a 1.85m.

Para alcanzar los niveles de cimentación requeridos se eligió la alternativa de columnas de concreto excavadas (pilotes excavados), La selección del pilote elegido dependió de las características geotécnicas del terreno y el proyectista seleccionó el tipo de pilote basándose en los resultados de los ensayos hechos al terreno y en su experiencia. Otro factor es debido a la existencia en el mercado latinoamericano de empresas que brindan el servicio y que usan equipos de última generación para desarrollar este tipo de cimentaciones, así como su rapidez constructiva y principalmente porque esta alternativa está siendo muy usada en nuestro medio, por lo que es de interés conocer los procedimientos y los controles a realizar tanto en la etapa de ejecución como en la prueba final del pilote.

Para la elaboración del procedimiento constructivo de la cimentación del puente. Aborda la descripción de las actividades por etapas y sectoriza en dos áreas de trabajo; una en contacto con el agua y la otra en seco. A cada una se le aplica la mejor práctica constructiva considerando equipos, materiales, forma de transporte de estos, trabajos preliminares y la ejecución misma. Se empleó nuevas tecnologías constructivas para que el entregable sea de calidad.

La sectorización de las dos áreas de trabajo se debe al cauce ancho, caudal, pendiente y niveles de agua fluctuantes considerable. Se determinó, que la diferencia entre las aguas mínimas y máximas es de 5m.

Para la construcción de un pilote en primer lugar se determinan los trabajos preliminares para realizar el trabajo específico en las dos áreas de trabajo, enseguida se movilizan los equipos de perforación y paralelamente se hace el trazo para lograr su ubicación. Se inicia la excavación del terreno, en este punto, es importante tener en cuenta que los equipos deben estar correctamente ubicados para garantizar la orientación de la perforación.

Así mismo se coloca una funda de acero que sirva de guía y evita el derrumbe del terreno. Se continúa la excavación aplicando lodo bentonítico, que sirve para estabilizar las paredes de la excavación.

luego se coloca la armadura y los dados de concreto que sirven como guía en el colocado y garantizan el recubrimiento necesario, para luego proceder al vaciado del concreto y descabezado de los pilotes.

La ejecución se lleva a cabo con la buena planificación, realización de controles de calidad de los materiales, control de los equipos que intervienen, así como en el producto final, donde se realizará pruebas de carga a la estructura.

Finalmente se realiza la verificación del control de calidad de pilotes in situ por métodos no destructivos como el método sónico de integridad de pilotes, el cual consiste en la obtención de un registro de respuesta al golpear la cabeza de pilote con el fin de detectar cualquier discontinuidad que permita interpretar alguna anomalía en los pilotes.

LISTA DE FIGURAS

Capítulo I

No hay figuras

Capítulo II

No hay figuras

Capítulo III

Figura 3.1: Ubicación de la Obra

Figura 3.2: Almacén en Obra.

Figura 3.3: Camisetas perdidas para pilotes en el río, $\Phi = 1,85\text{m}$.

Figura 3.4: Planta de concreto 18 m³.

Figura 3.5: Canastilla de acero habilitadas y ruedas de recubrimiento para el acero

Capítulo IV

Figura 4.1: Configuración de Prueba de Carga Estática

Figura 4.2: Prueba de Carga Estática

Figura 4.3: Grafica Carga aplicada vs. Deformación

Figura 4.4: Microcomputador Portátil

Figura 4.5: Ensayo Sonico de Integridad

Figura 4.6: Configuración típica de ensayo ultrasónico "cross-hole"

Figura 4.7: Configuración de Prueba de Ensayo Dinámica

Figura 4.8: Prueba de Ensayo Dinámica

Capítulo V

Figura 5.1: Plataforma de pilotaje en río.

Figura 5.2: Barcaza para transporte

Figura 5.3: Preparación de Plataforma y Trazo de Ubicación de Columnas de Cimentación.

Figura 5.4: Excavación con equipo

Figura 5.5: Equipo de Perforación R-725

Figura 5.6 Equipo de Hincado Vibratorio de funda.

Figura 5.7 Sistema de tanque Lodo Bentonítico 15 m³

Figura 5.8: Maniobra de izaje de Armadura de las columnas de cimentación

Figura 5.9: Vaciado de concreto en columnas de cimentación.

Figura 5.10: Control de temperatura del concreto.

Figura 5.11: Descabezado de columnas de cimentación.

Figura 5.12: Proceso de excavación de Pilotes en Agua

Figura 5.13: Colocación de canastas de refuerzo en pilotes

Figura 5.14: Columnas de cimentación en el agua.

LISTA DE CUADROS

Capítulo I

Cuadro 1.1- Características del Pilotaje alcance del Proyecto

Cuadro 1.2- datos acerca del proyecto de construcción del Puente

Cuadro 1.3- Empalmes de Acero de refuerzo

Cuadro 1.4- Granulometría de agregado fino

Cuadro 1.5- Descripción Cantera Rompeolas

Cuadro 1.6- Descripción Cantera Playa Diego II

Cuadro 1.7-. Resultados de Fuentes de Agua

Capítulo II

No hay Cuadro

Capítulo III

No hay Cuadro

Capítulo IV

Cuadro 4.1: parámetros característicos de los diferentes tipos de ensayos comparados también con los ensayos estáticos de puesta en carga.

Cuadro 4.2: Ventajas y Desventajas de los diferentes tipos de ensayos

Capítulo V

No hay Cuadro

INTRODUCCION

El presente Informe de Suficiencia fue elaborado en base al expediente técnico realizado por la consultora Pedro Lainez Lozada Ingenieros S. A. para la construcción del puente “Presidente Guillermo Billinghurst” que forma parte de la Carretera Interoceánica Puerto Peruano en el Pacífico – Puerto Brasilero en el Atlántico. Este puente está situado en la ciudad de Puerto Maldonado, provincia de Tambopata, departamento de Madre de Dios, la evaluación del diseño de la cimentación del puente es proyectada con pilotes perforados.

La importancia de este informe es proporcionar los conocimientos necesarios para la ejecución del proceso constructivo y los controles del mismo.

En el capítulo I: se especifica las características generales del puente Billinghursts como la ubicación, características de los pilotes, especificaciones técnicas de los materiales, ubicación de las canteras y fuentes de agua, todo ello importante para la planificación de la misma.

En el capítulo II: se menciona todos los equipos con sus características para las diferentes actividades del proyecto; tales como la perforación del terreno; excavación masiva hasta el nivel de fondo de cimentación en el plataformado de terreno en seco y accesos; producción de concreto y laboratorio.

En el capítulo III: se menciona las funciones del personal staff en obra; descripción del acondicionamiento de las oficinas, campamentos y almacenes; ubicación de los botadores; características de la planta de concreto y del habilitado del acero; la programación determinado la secuencia de la ruta crítica y sectorización de las áreas a trabajar.

En el capítulo IV: se menciona los formatos de control en la verificación de las actividades y las pruebas en la resistencia de concreto, a su vez se indica la normativa en las pruebas de carga a soportar por el pilote y las de integridad del mismo.

En el capítulo V: trata sobre el proceso constructivo en sí, determinando dos sectores de trabajo uno en contacto con el agua y el otro en seco, detallando las actividades preliminares y el procedimiento específico de los mismos.

Capítulo

I

GENERALIDADES

1.1 Ubicación

El proyecto del puente denominado **PRESIDENTE GUILLERMO BILLINGHURST** está ubicado sobre el río Madre de Dios, en la ciudad de Puerto Maldonado, en la Ruta Nacional 026, tramo Puente Inambari – Mazuko – Puerto Maldonado – Iñapari, que a su vez forma parte de la Carretera Interoceánica Puerto Peruano en el Pacífico – Puerto Brasileiro en el Atlántico. Políticamente el puente está situado en la ciudad de Puerto Maldonado, provincia de Tambopata, departamento de Madre de Dios.

En la zona de ubicación del puente el río es sensiblemente recto, en 2,400 m. 1,600 m aguas arriba y 800 m aguas abajo hasta la confluencia con el río Tambopata en la margen derecha.

El alineamiento del puente es una línea recta. Este alineamiento coincide con el eje previsto para la Carretera Interoceánica del cual el puente forma parte. El eje de la carretera tiene un ángulo de esviamiento izquierdo de 7°. Según los estudios se demuestra que no hay una erosión sensible de las márgenes.

1.2 Descripción del Proyecto.

El objeto de este es la Construcción del Puente Presidente Guillermo Billinghurst”. Como alcance de este plan de informe se realizara el procedimiento constructivo hasta la cimentación de pilotes pre excavado.

Los trabajos a realizar son los siguientes:

Cuadro 1.1- Características del Pilotaje alcance del Proyecto

Descripción	Φ (m)	Cant (Und)	Longitud (m)
Eje (1) Estribo margen izquierda	1.50	2.00	24.00
	1.50	2.00	16.00
Eje (2) Pilar 1	1.50	4.00	31.00
Eje (3) Pilar 2	1.50	4.00	35.00
Eje (5) Cámara de anclaje izquierda	1.85	4.00	47.00
	1.85	4.00	45.00
	1.85	4.00	41.00
	1.85	12.00	40.00
Eje (7) Pilar torre izquierda	1.85	6.00	51.00
	1.85	6.00	47.00
Eje (8) Pilar torre derecha	1.85	6.00	52.00
	1.85	6.00	48.00
Eje (10) Cámara de anclaje derecha	1.85	4.00	24.00
	1.85	4.00	21.00
	1.85	16.00	20.00

Fuente: MTC: Planos – Laínez Lozada

Como descripción general del proyecto (no es alcance del Informe de suficiencia) Se construirá un puente entre los ejes 1 y 10 con longitud total de 722,95 metros. De los cuales 528 metros corresponden al colgante metálico y el resto a un puente en superestructura pos tensada. El ancho total del tablero es de 10.40 metros, distribuido en una calzada de 7,20 metros y dos veredas laterales de 1.60 metros cada una.

Por lo cual el puente está formado por los siguientes elementos:

1. Estructura colgante de acero, en tres tramos: dos laterales de 104.00 m un tramo central de 320 m. incluyendo torres de acero en ejes 7 y 8, cables de acero, vigas de rigidez, anclajes terminales de los cables, sillas de volteo de los cables, péndolas de suspensión del tablero y vigas transversales de soporte de la losa de concreto que constituye el tablero del puente.
2. Pilares en ejes 7 y 8 de concreto armado, donde se apoyan las torres y las vigas de rigidez de la estructura de acero. Cada pilar está formado por una viga 4.50 m de base por 3,00 m de alto que se apoya en forma integral,

formando pórtico, en dos columnas cilíndricas de 3.00 m, de diámetro empotradas en una zapata octogonal alargada de 24.00 m de largo, por 15.00 m de ancho y 3.00 m de alto. El fondo de la zapata está en la cota 167.366 msnm por encima del nivel de estiaje, que permite su encofrado y su objetivo, que es el de transmitir las fuerzas de la zapata al conjunto las doce columnas de cimentación de 1.85 m de diámetro y 50.00 m de profundidad en promedio.

3. Dado que el nivel de rasante en los ejes (7) y (8) difiere en 6.40 m, la altura de las columnas difiere en esta misma cantidad, siendo la más alta la de la margen derecha.
4. Cámaras de anclaje en ambas márgenes, eje (5) en la izquierda y eje (10) en la derecha. La cámara de anclaje izquierda es más profunda que la derecha, debido a la socavación a que está expuesta. Cada cámara de anclaje ha sido dimensionada en base a las fuerzas originadas por las cargas de peso propio y cargas vivas actuando sobre la estructura de acero. La estabilidad de las cámaras de anclaje se logra en base a las 24 columnas de cimentación sometidas a fuerza axial y a momentos.
5. Losa del tablero de concreto armado, en los 528 m de longitud de la estructura de acero. La losa ha sido diseñada con armaduras longitudinales, apoyada sobre las viguetas transversales de acero,

Cuadro 1.2- datos acerca del proyecto de construcción del Puente

OBRA	CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE GUILLERMO BILLINGHURST
UBICACIÓN	REGIÓN MADRE DE DIOS, DPTO DE MADRE DE DIOS, PROV. TAMBOPATA
PROGRESIVA	INICIO : Km. 0+244 FINAL : Km. 0+966.95
CONTRATISTA	CONSORCIO MADRE DE DIOS
SUPERVISOR	CONSORCIO INTEROCEÁNICO DE PUENTES
MONTOS DE CONTRATO	Aproximadamente s/. 82,000,000 (inc. IGV)
PLAZO DE OBRA	780 días calendarios
FECHA DE INICIO	20 DE JULIO DEL 2006
FECHA DE TERMINO	06 DE SETIEMBRE del 2008

Fuente: MTC Expediente técnico- Láinez Lozada

1.3 Especificaciones Técnicas.

1.3.1 Acero corrugado $f_y=4200$ en columnas de cimentación (Pilote)

Alcances

Las partidas se refieren a la armadura del concreto armado usada en las columnas de cimentación.

Material

El acero de refuerzo deberá ser grado 60 ($f_y = 60000 \text{ lbs/p}^2$. igual a $4,200 \text{ Kg/cm}^2$). Todas las barras deberán ser corrugadas de acuerdo a lo establecido por ASTM o AASHTO; estas antes de usarlas, deberán estar completamente limpias, es decir libres de polvo, pintura, óxido, grasa o cualquier otra materia que disminuya su adherencia.

Corte, doblado y colocación

Las barras deberán ser dobladas en frío, con dobladoras mecánicas, de acuerdo a la forma y dimensiones estipuladas en los planos. A menos que se estipule otra cosa en los planos, los estribos y barras de anclaje deberán ser doblados alrededor de un pivote de diámetro no menor de 2 veces el diámetro de la barra, para otras barras el doblado deberá hacerse alrededor de un pivote de diámetro no menor de 6 veces el diámetro de la barra.

Para ganchos a 90 grados. El radio deberá ser no menor de 4 veces el diámetro de la barra y una extensión al extremo de por lo menos 12 diámetros de la barra. Todas las armaduras deberán ser colocadas exactamente en su posición, según lo indicado en los planos y firmemente sujetas para evitar desplazamientos durante la ejecución del llenado del concreto.

En el caso específico de las columnas de cimentación la "canasta" será formada al pie de obra y colocada dentro de la excavación efectuada, mediante grúa. La separación entre las armaduras y el suelo que las rodea, será obtenida igualmente en base a separadores plásticos o de concreto. La "canasta" será colocada dentro

de la excavación, con cuidado de no producir derrumbes en las paredes de la excavación.

Los recubrimientos libres indicados en los planos deberán ser logrados únicamente por medio de los separadores plásticos o de concreto, mencionados

El Ingeniero Inspector deberá aprobar la armadura colocada según lo indicado en los planos. Toda armadura deberá ser suministrada en las longitudes que se estipulan en los planos.

Empalmes:

Los empalmes de barras serán efectuados por traslape de acuerdo a su diámetro con las longitudes mínimas siguientes:

Cuadro 1.3- Empalmes de Acero de refuerzo

Diam (pulg)	Empalme (cm)
3/8"	50
1/2"	60
5/8"	70
3/4"	110
1"	150
1-1/4"	190

Fuente: MTC Especificaciones Técnicas - Láinez Lozada

Alternativamente los empalmes podrán efectuarse por soldadura debidamente diseñadas o por empalmes mecánicos existentes en el mercado y que garanticen la transmisión del integro de los esfuerzos entre las barras empalmadas. No podrán empalmarse en una misma sección más de 50% de las barras, salvo indicación expresa en el plano respectivo.

Medición

La unidad de medición es el kilogramo, aplicado sobre el peso total de las barras necesarias para formar la canasta.

1.3.2 Acero Estructural (Encamisado)

Alcances

La partida se refiere a los trabajos de revisión e inventario de las piezas que constituyen la estructura de acero del puente, que es necesario hacer para establecer si las piezas están completas de acuerdo a la relación de piezas establecido por Wagner-Biro y el estado en que se encuentran: Piezas perdidas, piezas oxidadas, piezas torcidas, etc.

Terminado el inventario se firmará un acta donde se establezca claramente que piezas necesitan reponerse, que piezas pueden repararse. La reposición de las piezas faltantes, deberá clasificarse deberán dividirse en dos lotes:

- a) Piezas que deberán pedirse al fabricante Wagner-Biro, y
- b) Piezas que puedan fabricarse o repararse localmente.

En todo caso este inventario debe realizarse desde el inicio del proyecto, para que de tiempo a la adquisición de las piezas faltantes.

Si como resultado del inventario, fuese necesario la reposición de piezas o la reparación de otras, si fuera el caso, será responsabilidad del MTC

1.3.3 Concreto $f'c=210$ Kg/cm² en columnas de cimentación (Pilote)

Alcances

El concreto a colocarse en las columnas de cimentación deberá cumplir con todo las características, para concretos en general.

Su colocación deberá hacerse con bomba comenzando desde el extremo inferior de la excavación hacia la superficie, atravesando el lodo bentonítico o polimérico utilizado para la perforación.

La densidad del lodo bentonítico al momento de iniciarse la colocación del concreto no deberá ser superior a 1.05, para evitar que el concreto se contamine con el lodo bentonítico o polimérico.

En cada columna de cimentación el concreto deberá ser colocado hasta medio diámetro por encima del nivel del fondo de la zapata que se apoyará sobre el pilote.

Materiales:

Agua:

El agua a emplearse en la confección de concretos deberá ser clara, exenta de aceites, ácidos, álcalis, sales, materias orgánicas y otras sustancias que puedan ser dañinas al concreto o al acero de refuerzo, en términos generales deberá ser potable. El agua potable de la ciudad de Madre de Dios y el agua proveniente de pozos en la orilla del río Madre de Dios, previamente analizada puede ser usada eliminando su turbidez.

Cemento:

El cemento que se emplee podrá ser Portland tipo I ó IP en todas las estructuras. Podrá usarse otros tipos de cemento, con características especiales, a propuesta del Contratista y la aprobación del Supervisor.

El cemento nacional deberá cumplir con las presentes Especificaciones Técnicas referidas a las Normas AASHTO M-85.

Podrá usarse cemento a granel o en sacos, deberá almacenarse y manipularse en forma que esté en todo momento protegido contra la humedad de cualquier origen y fácilmente accesible para ser inspeccionado e identificado. Los lotes de cemento deberán ser usados en el mismo orden que son recibidos. No se permitirá el uso de cemento que se haya aglutinado o forme terrones o que se haya deteriorado en alguna otra manera.

El cemento a usarse en la obra de un fabricante determinado, deberá analizarse y obtenerse un certificado de aprobación del material de un laboratorio de reconocido prestigio escogido de común acuerdo entre el Contratista y el Ingeniero Supervisor, cualquier cambio del tipo de cemento o de fabricante requerirá un nuevo certificado. Si hubiera duda sobre la calidad de un cemento ya entregado, se recurrirá a un análisis.

Agregado fino:

El agregado fino será arena, silícea limpia, que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libres de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, exquisitos, álcalis, ácidos, materia orgánica, greda y otras sustancias dañinas.

El agregado fino será de granulación uniforme y deberá cumplir con lo siguiente:

Cuadro 1.4- Granulometría de agregado fino

MALLA	% EN PESO QUE PASA
3/8	100
No. 4	95 - 100
No. 16	50 - 85
No. 50	10 - 35
No. 100	2 - 15

Fuente: MTC Especificaciones Técnicas - Láinez Lozada

El agregado fino deberá cumplir con lo indicado en las Especificaciones AASHTO M6.

Agregado grueso:

El material existente en las dos canteras existente es de buena calidad, pero su tamaño máximo es de 50 mm, por lo cual no es aparente para ser chancado. En consecuencia el agregado grueso deberá ser piedra de cantera, clasificada de acuerdo a los tamaños ya indicados. Deberá ser limpio, libre de polvo, materia orgánica, greda y otras sustancias perjudiciales y no contendrá piedra desintegrada, mica o cal. Estará bien graduado desde 1/4" hasta el tamaño máximo de 50 mm.

El agregado grueso deberá cumplir además con lo especificado en las Especificaciones ASTM C-33 para agregados para concreto o las Especificaciones AASHTO M-80-87.

Dosificación

El Contratista deberá instalar en obra una planta dosificadora, de agregados grueso, fino, cemento y agua, para la preparación del concreto, de acuerdo a los diseños de mezcla aprobados.

El laboratorio efectuará un diseño teórico y lo comprobará con la confección y rotura de probetas. Podrá permitirse el uso de aditivos para el concreto

(acelerantes de fragua, retardadores de fragua, acelerantes de resistencia o plastificantes) siempre que no contenga sustancias dañinas a las armaduras, muy específicamente cloruros. El Contratista observará escrupulosamente el diseño de mezcla aprobado, siendo responsable de la obtención de la resistencia en obra.

Una copia del diseño de mezcla a emplearse en cada tipo de concreto de la obra, será proporcionado al Ingeniero Supervisor por el Contratista para su aprobación antes de iniciarse el llenado de cualquier elemento. La cantidad de agua podrá ser reajustada con la aprobación del Ingeniero Supervisor.

Preparación del concreto

Medición de los materiales

Todos los materiales componentes del concreto: Agregados gruesos, agregados finos, cemento y agua serán medidos por peso con dosificadoras mecánicas.

En la cantidad de agua se tendrá en cuenta la cantidad de agua libre que puedan tener los agregados, descontándolas del agua incorporada, aunque de preferencia se emplearán los agregados secos.

El cemento y agregados deberán ser medidos por peso, mediante los dispositivos de la planta dosificadora. La tolerancia en el peso será menor de 1%.

Los dispositivos de pesado estarán sujetos a la aprobación del Ingeniero Supervisor.

Mezclado:

El mezclado se hará en mezcladora de tipo mecánico con capacidad para mezclar el concreto en la cantidad y el tiempo predeterminado, debiendo existir además una mezcladora de repuesto que asegure la continuidad de la operación. Antes de iniciarse la operación, las mezcladoras deberán ser inspeccionadas y estar perfectamente limpias.

Los materiales serán colocados en la mezcladora en el siguiente orden:

Agregado grueso, agregado fino, cemento y agua; en las cantidades previstas en el diseño de mezcla sin sobrepasar la cantidad de la mezcladora. Los materiales deberán permanecer mezclándose hasta que la mezcla sea uniforme.

El tiempo mínimo de mezclado será de 1 1/2 minutos más 15 seg. por cada 0.382 m³ (1/2 yarda cúbica) de capacidad de la mezcladora contados a partir de la colocación del agua. La mezcladora deberá ser descargada completamente antes de volver a recargarse, la velocidad periférica de giro de la mezcladora será alrededor de 200 pies por minuto.

Podrá utilizarse concreto premezclado siempre y cuando se hagan los trabajos adecuados para su envío ininterrumpido y de acuerdo a lo indicado en la Especificación ASTM C 94. El concreto deberá colocarse dentro de los 60 minutos de haberse colocado el agua a la mezcla.

El remezclado de los materiales ya endurecidos no será permitido, aún cuando se agregue mas cemento a la mezcla.

Transporte de Concreto:

Teniendo en cuenta las características de la obra, que incluyen la colocación de concreto en forma continúa en grandes cantidades, dentro de ellas las columnas de cimentación cuyo volumen total debe llenarse sin cortes. El transporte del concreto entre la planta de producción y el lugar de colocación, deberá hacerse preferentemente en camiones mezcladores.

Colocación del Concreto:

La colocación del concreto en las columnas de cimentación deberá hacerse preferiblemente con bombas de concreto, de no ser posible la colocación directa por gravedad.

Vibrado

No aplica, por ser un concreto plástico, concreto con aditivo plastificante asentamiento de 6" a 8" y una grava de tamaño máximo 3/4".

Control de la resistencia del concreto:

Notación:

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo de rotura en compresión de la probeta standard de 6" de diámetro por 12" de alto, medida a los 28 días.

Número de Testigos:

Deberán tomarse por lo menos cuatro testigos (probetas standard de 6" y 12") por cada día de vaciado por cada 100 m³ llenados, adoptándose la variante que dé el mayor número de testigos.

Toma y Prueba de Testigos:

Todos los cilindros de prueba serán tomados por el Contratista en los lugares indicados por el Supervisor, en moldes standard. Cada molde deberá ser llenado en tres partes aproximadamente iguales, cada una de las cuales deberá compactarse con 25 golpes de varilla de 1/2" x 12" o vibrarse.

Deberá tenerse especial cuidado en que las superficies del cilindro queden perfectamente planas y perpendicularmente al eje del cilindro.

Los cilindros deberán guardarse a la sombra y desmoldarse a las 24 horas y curarse sumergiéndolos en agua por siete días, transportándose posteriormente al lugar de la prueba.

Las probetas deberán ser identificadas con una clave, de manera que llevando un registro de ellas, se pudiera establecer el día de su obtención, el elemento a que pertenecen, la carga de rotura que de ellas se espera, rotura de probetas y evaluación.

Las probetas serán sometidas a rotura por compresión a los 28 días de haber sido obtenidos en el laboratorio del Contratista establecido en la obra, el resultado de los cilindros consecutivos constituyen una prueba.

El promedio de tres pruebas consecutivas deberán ser iguales o superiores al f'c especificado en los planos para cada elemento y ningún cilindro deberá tener resistencia menor de 35 Kg/cm². del f'c especificado.

Curado del concreto:

Condiciones Generales:

Todas las superficies deberán protegerse contra la pérdida de la humedad por período mínimo de siete días.

La protección se efectuará por uno de los siguientes métodos:

a) Cubriendo la superficie con membrana plástica coloreada, la membrana será colocada con un pulverizador que permita su colocación uniforme en toda la

superficie. El líquido deberá ser coloreado para poder controlar las zonas de aplicación. La pulverización se aplicará al concreto tan pronto desaparezca el agua superficial, pero antes de que la superficie seque.

b) Cubriendo las superficies horizontales con papel impermeable debidamente traslapado.

e) Rociando continuamente con agua las superficies expuestas, sin interrupciones.

1.3.4 Perforación de Columnas de Cimentación (Pilotes)

Alcances

La partida se refiere a la perforación de las columnas de cimentación que se inician en seco en los ejes (1) – (2) – (3) – (5) y (10) y en el agua en los ejes (7) y (8).

La excavación se hará con equipo apropiado (Balde con tapa en el fondo, excavadora helicoidal, o cualquier otro equipo reconocido en el mercado), manteniendo las paredes de la excavación verticales con ayuda de bentonita o producto similar. Se recomienda mantener la densidad del fluido, no menor de 1.05%. La altura del material sobre la napa freática no deberá ser menos de 2.00 m.

En el caso de la excavación de las columnas de cimentación correspondientes a los ejes (7) y (8) en ambas torres del puente, en las cuales las excavaciones se inician y continúan por varios metros en agua, deberán hacerse con ayuda de tubos de acero de un diámetro no menor al diámetro de la columna de cimentación más 50 mm y una altura no menor a la altura entre el fondo firme del cauce y 2.00 m sobre el nivel del agua. Los tubos podrán ser recuperables o no a conveniencia del Contratista.

El material extraído de la excavación incluyendo la bentonita podrá depositarse en el fondo del río, ya que no es un material contaminante.

A solicitud de la Supervisión, cuando existan evidencias que indiquen una falta de continuidad en una columna de cimentación, se efectuará una prueba de integridad al elemento correspondiente.

Medición

La unidad de medición es el m aplicado sobre el volumen de la excavación efectuada, obtenido en función del diámetro y profundidad de la excavación efectuada.

1.3.5 Descabezado de columnas de cimentación (Pilotes)

Alcances

Las columnas de cimentación antes de colocar concreto en la zapata a la cual sirven de apoyo, deberá ser descabezada para eliminar el concreto contaminado con lodo, en su parte superior. La altura a demoler es aproximadamente medio diámetro, correspondiente al sobrellenado ejecutado sobre el nivel inferior de la zapata. Este corte deberá hacerse después de 12 horas de haberse llenado el concreto, pero lo antes posible a fin de facilitar la operación, que será más difícil conforme el concreto vaya endureciendo.

Medición

La unidad de medición es la unidad aplicada al número total de pilotes cortados.

1.4 ESTUDIO DE CANTERAS.

1.4.1 Generalidades

El reconocimiento de las fuentes de aprovechamiento de material para obra, se realizó en zonas aledañas al sector en estudio, habiéndose ubicado bancos de materiales fluviales apropiados para el proceso de explotación.

1.4.2 Exploración de Canteras.

Se realizó un recorrido para evaluar las posibles zonas de explotación de canteras teniendo en cuenta la calidad del material, potencia, rendimiento, vías de acceso, distancia y situación legal encontrándose dos zonas como canteras de aprovechamiento las cuales son:

- Cantera Rompeolas.
- Cantera Playa Diego II.

1.4.3 Ubicación de Canteras.

a. Cantera Rompeolas.

Cuadro 1.5- Descripción Cantera Rompeolas

Ubicación	Comunidad Rompeolas
Distancia	A 8km aproximadamente de la ciudad de Puerto Maldonado
Acceso	Trocha carrozable
Volumen	65 000 m ³
Uso.	Para concreto
Rendimiento.	70% después del zarandeo
Explotación.	Meses de Abril a Noviembre.
Propietarios del terreno	Propiedad Privada perteneciente a los Srs. Luis Kaway Troncoso, Jorge Barra Bustamante, Jorge Bustamante Salazar.
Explotación	Equipo Convencional y equipo de dragado.
Características	Cantos con matriz de arena fina a media con presencia de silicatos.
Area	100 Hectáreas.

Fuente: Canteras y fuentes de agua - Laínez Lozada

b. Cantera Playa Diego II.

Cuadro 1.6- Descripción Cantera Playa Diego II

Ubicación	Kilómetro 04+100 carretera Puerto Maldonado a Iberia
Distancia	A 7+300 km aproximadamente de la ciudad de Pto. Maldonado
Acceso	Trocha carrozable
Volumen	150 000 m ³
Uso.	Para concreto
Rendimiento.	70% después del zarandeo
Explotación.	Meses de Abril a Noviembre.
Terreno	Propiedad Privada perteneciente a los Srs. Luis Kaway Troncoso, Jorge Barra Bustamante, Jorge Bustamante Salazar.

Explotación	Equipo Convencional y equipo de dragado..
Características	Cantos con matriz de arena fina a media con presencia de silicatos.
Area	300 Hectáreas.

Fuente: Canteras y fuentes de agua - Láinez Lozada

1.4.4 Fuentes de Agua.

La fuente de agua en estudio fueron tomadas una del río Madre de Dios y la otra del Agua Potable de la ciudad de Puerto Maldonado.

En esta fuente se realizaron los ensayos de laboratorio recomendados para conocer la calidad de agua para los diversos usos que se muestran a continuación:

- **Análisis de Sólidos Disueltos:** Cantidad de sales disueltas en la solución.
- **Análisis de PH:** Mide el grado de acidez que posee el agua, se requiere (para el empleo de concreto, mezcla de suelos, etc.) que el agua no sea ácida.
- **Análisis de Sólidos en Suspensión:** Cantidad de partículas presente en la masa de agua.
- **Análisis de Materia Orgánica:** Cantidad de materia orgánica presente en la masa de agua.

Cuadro 1.7- . Resultados de Fuentes de Agua

	Agua Potable	Río Madre de Dios
Sales Totales (ppm)	85.00	65.00
Sulfatos (ppm)	20.64	5.76
Cloruros (ppm)	28.00	7.00
pH	5.68	5.73
Sólidos en suspensión (gr/lt)	0.01	0.02
Materia organica (mg /L)	33.6	100.8

Fuente: Canteras y fuentes de agua - Láinez Lozada

Conclusiones

- Las canteras Rompeolas y Playa Diego II presentan buenas características físico mecánicas de las cuales se extraerán los materiales que demanden la construcción del Puente Guillermo Billinghurst cumpliendo con las especificaciones exigidas.
- Como Fuente de Agua se tomará el agua Potable de la Ciudad Puerto Maldonado.

1.5 Programación de Obra.

Se ha revisado una programación de obras y se ha determinado que la secuencia de la ruta crítica del proyecto incluye las siguientes partidas, dependientes una de otra.

1. Montaje de la planta de concreto en la margen izquierda.
2. Construcción de rampa de acceso para el acceso a los trabajos de pilotaje en la cámara de anclaje y posterior apoyo ejes 7 y 8
3. Construcción de las columnas de cimentación para la cámara de anclaje izquierda.
4. Construcción de las columnas de cimentación para los apoyos de los ejes 7 y 8.

Por lo que los trabajos se dividen en dos grandes grupos los que se realizan en época de estiaje Eje 5- Cámara de anclaje Izquierda, Ejes 7 –Pilar torre Izquierda y Eje 8 Pilar Torre Derecha, los demás ejes se realizarán entre épocas de estiaje o de avenidas ya que dichos trabajos a realizar no son alterados por los cambio en el flujo del agua.

Capítulo

II

EQUIPOS A UTILIZAR

2.1 Equipo de pilotaje.

- 1 Grúa Piloteadota SOILMEC R-725
- 1 Grúa Auxiliar capacidad en Celosía, peso 60 ton
- 1 Martillo vibrador Soil-Mec
- 1 Equipo Electrónico para el Vibrador
- 1 Equipo de herramientas para perforación (Balde, brocas, triconos)
- 1 Compresor 250 lbs. con 2 martillos.
- 1 Barcaza con capacidad para 300 ton.
- 1 Canoa con motor fuera de borda para transporte de personal
- 1 Grúa sobre llantas de capacidad 40 ton para trabajos de movimiento de camisas metálicas, armaduras de acero, montaje del puente metálico
- 6 motobombas de 4" para manejo de lodos polímeros.
- 4 tanques metálicos para almacenamiento de lodos para estabilización de las excavaciones con capacidad de 15 m³ cada uno
- 1 Camioneta para transporte de personal de obra.

2.2 Equipos de excavación

- 4 Volquetes capacidad 10 m³
- 1 Tractor Bulldozer D4
- 1 Compactador manual Tipo Bomag

2.3 Equipo de producción de concreto

- 2 Plantas para producción de concreto con capacidad de 20 m³/hora cada una con su respectivo grupo eléctrico.
- 4 Camiones tipo mixer para transporte de concreto
- 2 Bombas de concreto con una capacidad de 40m de cabeza

- 1 Barcaza de capacidad 100 ton. Para el transporte de los camiones de concreto a las pilas centrales sobre el río.
- 1 Remolcador con motor fuera de borda y motor auxiliar de 320 hp para el transporte de equipo en la barcaza de 100 ton y posicionamiento de la plataforma de pilotaje.
- 2 grupos electrógeno de 75 kva. Cada uno (margen izquierda y derecha) como emergencia para atender los consumos de carga de los equipos.
- 2 Plumas de capacidad 300 kgs. para colocación de equipo para concreto.
- 1 Canoa con motor fuera de borda para transporte de personal
- 2 Mezcladoras de concreto rotatorio.
- 2 Equipos de soldadura tipo motosoldador
- Equipos de soldadura eléctricos

2.4 Equipos de Laboratorio

- 1 Prensa Hidráulica para ensayos de muestras de concreto
- 1 Juego de Tamices para realizar granulometrías al agregado para concreto
- 1 Cono para toma de asentamientos de concreto en obra
- 1 Juego de moldes para toma de muestras de concreto (Cantidad de moldes según volumen de fundición)
- 1 Cono para toma de densidades en campo
- 1 Horno para secado y toma de humedades
- 1 Balanza para ensayos de laboratorio
- 1 Juego de probetas y equipo menor para ensayos de suelos.
- 1 Tanque para depósito de muestras de concreto

Capítulo

III

PLAN DE EJECUCION

3.1 Organización (Personal Staff)

FUNCIONES Y RESPONSABILIDADES

GERENTE DE PROYECTO

JEFE DIRECTO : GERENTE DE OPERACIONES

Es el representante de la Empresa en Obra y al mismo tiempo es el responsable de todos los trabajos que la Empresa ha contratado con el Cliente. Además es de responsabilidad directa suya la seguridad de los trabajadores en la Obra.

Obligaciones y Funciones:

Las funciones del Gerente de Proyecto son de variada índole, cuyas actividades principales serán:

1. Como representante de la Empresa, le compete manejar las relaciones con el Cliente y todos sus representantes; proveedores y subcontratistas.
2. El Gerente de Proyecto deberá encuadrar su actuación dentro de los principios básicos de la empresa.
3. Cumplirá y hará cumplir todos los procedimientos y reglamentos de la Empresa.
4. La relación del Gerente de Proyecto con la Empresa es a través del Gerente de Operaciones, quien es su superior jerárquico inmediato, el cual deberá responder ante él por el desempeño de la Obra en general.
5. Es el responsable directo de la seguridad de los trabajadores en Obra.
6. Ser el interlocutor para el Cliente, con amplias atribuciones para resolver los problemas relacionados con el contrato.

7. Será Obligación del Gerente de Proyecto manejar toda la correspondencia con el Cliente, no podrá salir ninguna carta sin la firma del Gerente de Proyecto.
8. Verificar y tomar acciones al respecto si los plazos de ejecución se ven comprometidos.
9. Verificar y tomar acciones con relación al cumplimiento de las normas de seguridad e higiene ambiental definidas por el Cliente.
10. Verificar y tomar acciones relacionadas con los controles y aseguramiento de la calidad.
11. Será obligación del Gerente de Proyecto presenciar personalmente los ensayos que representen costos y cuyo resultado conocido con posterioridad no es posible corregir.
12. Redactar las actas de reuniones anteriores y comprobar las acciones que ha solicitado el cliente.
13. Planificación general de la obra y asignación de recursos en conjunto con el jefe de terreno.
14. Suministro al Cliente de toda la información periódica contractual.
15. Conocer exhaustivamente el contrato en detalle, junto con las especificaciones y planos.
16. Comprobar que los avances sean reales.

JEFE DE SEGURIDAD, SALUD Y MEDIO AMBIENTE

En Obra existirá un supervisor encargado de implementar el Programa de Prevención de Riesgos y realizar la supervisión de las medidas de control ambiental necesarias.

Es el profesional encargado de implementar todos los sistemas de gestión que permitan el control necesario para realizar, durante el desarrollo del proceso operativo de la obra, un eficaz seguimiento de todas las directivas implementadas por MTC en la zona del proyecto.

Dichos lineamientos de control estarán enfocados a tres aspectos fundamentales.

1.- Seguridad Industrial

El jefe de seguridad, salud y medio ambiente será el encargado de implementar todos los dispositivos de control de riesgos utilizando los recursos necesarios (Humanos , Materiales y logísticos) para realizar una buena gestión de Seguridad en el momento de desarrollar todos los trabajos, en todas las especialidades y en todas las actividades; también se reforzará en cuanto al tema de la ejecución de trabajos en altura, espacios confinados y en general en todas las áreas que conforman el proyecto.

2.- Salud

El jefe de seguridad, salud y medio ambiente, también será el encargado de implementar todos los dispositivos necesarios para salvaguardar la integridad física, mental y moral de los trabajadores durante la ejecución de la obra, para garantizar el óptimo desempeño de las operaciones con el mínimo de riesgos a la salud y accidentalidad cero dentro de la masa trabajadora.

3.- Medio ambiente

El jefe de seguridad, Salud y Medio Ambiente será también el encargado de realizar toda la implementación de la gestión para el cuidado del Medio ambiente, dentro de la zona del proyecto.

Dicha gestión estará implementada en función de los lineamientos estipulados por MTC .

Cabe resaltar también que el Jefe de Seguridad, Salud y Medio ambiente contará con la asistencia de Supervisores de seguridad de campo que apoyaran la gestión del mismo para garantizar la efectividad de la gestión en su conjunto e implementar la excelencia durante la ejecución de las obras.

Obligaciones y Funciones:

1. Verificar que el personal contratado tenga la capacitación necesaria en el ámbito de Prevención de Riesgos.

2. Diseñar, implementar y verificar que la capacitación (vía charlas, carteles u otros) se realiza en forma adecuada.
3. Establecer estadísticas usuales de Proyecto.

INGENIERO DE ASEGURAMIENTO Y CONTROL DE CALIDAD

Es el profesional encargado de implementar todos los lineamientos de la gestión de calidad que se ejecuten en el proyecto en lo concerniente a normativas, procedimientos, protocolos, etc., así como también realizar un estricto control para que todos estos parámetros se cumplan en cada una de las especialidades que involucra la ejecución de la obra y en general en todos los estamentos de la misma

Dicho profesional tiene gran experiencia en el tema de aseguramiento de la calidad y el control de la misma en proyectos de características similares al nuestro y también en locaciones mineras dentro y fuera de la ciudad.

El jefe del Aseguramiento y Control de calidad contará con un asistente que desempeñara las funciones de supervisor de calidad, profesional que se encargará de los trabajos netamente operativos en obra, para asegurar el cumplimiento de lo parámetros anteriormente descritos de una manera eficaz y responsable en cada una de las especialidades en las que se desarrollará la obra.

Obligaciones y Funciones:

1. Emitir los procedimientos y protocolos que sean requeridos para la ejecución del trabajo.
2. Llevará además un control del llenado de estos protocolos, encargándose que éste sea efectuado, además de realizar los análisis de resultados correspondientes.
3. Llevará un archivo tanto de procedimientos como de protocolos debidamente llenados, que permitan una revisión por parte del Cliente y faciliten las auditorias de gestión correspondientes.

4. Se revisarán todos los materiales ya sea suministrados por el cliente o por la Contratista, así como los equipos que se utilizarán en el trabajo o en las facilidades que provea MTC.
5. Adicionalmente se mantendrá un estricto programa de control sobre los servicios.

El programa de Control de Calidad y de Inspecciones será presentado por escrito al cliente para su revisión y aprobación, detallándose los ítems a ser inspeccionados y la manera como se desarrollará esta inspección.

INGENIERO DE CONTROL DE COSTOS Y PROGRAMACIÓN

Es quien tiene a cargo el control de los costos y ventas del contrato, asimismo la programación de la Obra para conseguir que estos costos y ventas, sean los adecuados a los requerimientos de la Empresa. También recae sobre el, normalmente, la responsabilidad de la oficina técnica de Obra y por consiguiente su adecuado funcionamiento para poder satisfacer los requerimientos técnicos de la Obra en todo momento.

El debe informar permanentemente al Gerente de Proyecto en forma veraz y oportuna sobre las desviaciones que se produzcan durante el contrato, respecto de la concepción inicial o lineamientos establecidos en un comienzo por el Gerente de Proyecto y/o la Empresa.

Obligaciones y Funciones:

1. Conocimiento del contrato con el cliente y todos sus documentos técnicos relacionados.
2. Conocimiento de todos los antecedentes del estudio de la oferta.
3. Conocimiento de la oferta presentada al cliente.
4. Conocimiento de los programas contractuales.
5. Conocimiento de todos los planos del contrato.
6. Conocimiento del presupuesto oficial de obra.
7. Conocimiento del cuadro de precios del contrato con sus correspondientes bases de medición y pago.
8. Conocimiento de las cantidades de obra contratadas.
9. Elaboración y/o modificación del programa maestro del contrato.

10. Elaboración de programas de detalle de la Obra en coordinación con el Jefe de Terreno y el programa maestro.
11. Elaboración de programas de detalle de la Obra en coordinación con el Jefe de Terreno.
12. Elaboración de programas específicos, por ejemplo, paradas de Obra.
13. Elaboración de programas bisemanales durante el transcurso del contrato.
14. Elaboración de curvas ocupacionales.
15. Elaboración de programas de término anticipado de la Obra, si el programa maestro se esta cumpliendo.
16. Re programación del proyecto si el programa maestro presenta retraso.
17. Confección de la curva de avance programada tomando como base el programa maestro.
18. Elaboración del plan de control de avance semanal (Reporte semanal, avance físico v/s horas gastadas a horas presupuestadas, rendimientos).
19. Ejecución de cubicaciones.
20. Control semanal de avance, comparándolo con la curva programada, y resaltando las desviaciones tanto a la administración como a los responsables directos en obra.
21. Conocimiento y análisis del presupuesto oficial
22. Implantación del “Resumen Histórico por Cuenta de Costo” de la Obra acorde con el presupuesto oficial y modificaciones hechas por la administración al comenzar la Obra.
23. Chequeo mensual de los costos ejecutados comparados con la última estimación y resaltando las desviaciones.
24. Conocimiento de cuadro de precios, fórmulas de reajuste y otros elementos relacionados con la venta.
25. Elaboración de los estados de pago mensuales.
26. Estimación para terminar cada ítem de pago considerando cambios de obras y obras extraordinarias.
27. Chequeo mensual de las ventas ejecutadas.
28. Análisis de fórmulas de reajuste del contrato.
29. Presentación al Cliente de la evaluación del costo.
30. Ejecución de Subcontratos (hacer contratos teniendo en cuenta especificaciones técnicas y otros). El control y coordinación en terreno del subcontratista en lo técnico será del Jefe de Terreno.

31. Control de avance y pagos de cada subcontrato.
32. Confeccionar cuadro resumen de costos mensuales y hacer los análisis respectivos.
33. Entrega de documentación contractual al cliente.
34. Manejo de archivo técnico de obra.
35. Control de los suministros del contrato.
36. Informes a oficina central.
37. Memoria de Obra.

Obtención de planos "As-built" ó como construido, para entregar al Cliente al termino del contrato; requiriendo del Jefe de terreno los antecedentes necesarios

JEFE DE TERRENO

Definición del Cargo:

Es quien tiene la responsabilidad de la supervisión directa en terreno de todos los frentes de trabajo, y por lo tanto a él le corresponde velar por el cumplimiento de las metas impuestas por la administración acorde a los requerimientos del contrato. A Cargo de él estarán los jefes de áreas de las distintas especialidades de trabajo (civil, montaje). Debe ver que la obra cuente con los recursos necesarios para su ejecución (recursos de personal, materiales y equipos), de forma que se cumpla técnica, oportuna y con mínimos costos las distintas etapas del proyecto. Él es el nexo entre el personal de producción y el Gerente de Proyecto.

Otras de sus funciones corresponden a la planificación de la obra, entendiéndose por la planificación la dotación de los recursos humanos, equipos y suministros necesarios para el cumplimiento de los programas desarrollados por el programador. Especial responsabilidad recae en él, la planificación de las maniobras especiales de montaje, las cuales son de mucha importancia para el buen desarrollo del proyecto.

Obligaciones y Funciones:

El Jefe de Terreno tiene como obligaciones y funciones básicas las siguientes:

1. Conocimiento técnico del contrato; especificaciones técnicas, análisis y revisión de todos los planos del proyecto.

2. Conocimiento de programas contractuales del contrato; hitos y rutas críticas del proyecto.
3. Conocimiento de la organización contractual de terreno y lineamientos iniciales dados por el Gerente de Proyecto.
4. Conocimiento de la composición inicial de las distintas cuadrillas para la ejecución de la Obra.
5. Conocimiento del programa de equipos inicial de la obra.
6. Conocimiento del presupuesto oficial de la obra.
7. Conocimiento del programa de suministros del contrato, tanto nacional como importado.
8. Conocimiento de los distintos subcontratistas que se piense contratar.
9. Definición en conjunto con los jefes de áreas de los recursos necesarios para la ejecución de la Obra.
10. Proporcionar dirección técnica a los jefes de área.
11. Distribuir los recursos humanos y equipos a las diferentes áreas, a fin de mantener la Obra en el nivel de avance necesario para cumplir el programa general de construcción.
12. Revisión de la constructibilidad de los diseños.
13. Coordinar y definir prioridades de trabajos, cuando existan actividades que involucren varias disciplinas con distintos responsables.
14. Controlar que los trabajos ejecutados estén de acuerdo a las especificaciones técnicas.
15. Controlar que se cumplan todas las inspecciones indicadas en las inspecciones.
16. Revisión de los programas de detalle hechos por programación durante el desarrollo de la Obra.
17. Planificación de los programas revisados de forma que sean implementados con todos los recursos y suministros necesarios.
18. Preparar requisiciones de materiales de uso permanente en terreno.
19. Definir alcance y requerimientos técnicos para los subcontratos en terreno.
20. Estudio y planificación de todas las maniobras de montaje.
21. Definir y verificar condiciones de almacenamiento de equipos y materiales especiales.
22. Dotar a la Obra de todos los equipos mayores necesarios y adecuados para el cumplimiento con la planificación.

23. Elaboración de los protocolos de montaje.
24. Elaboración y mantenimiento de lista de ítems críticos del proyecto.
25. Coordinación general de la logística de obra específicamente respecto a:
 - Calendario y horario de trabajo.
 - Transporte de personal en obra.
 - Transporte de equipos.
 - Organización de turnos de trabajo.
 - Alimentación de personal.
 - Trabajos en sobre tiempo.
26. Implementar los programas de seguridad en obra.
27. Desarrollar e implementar un programa de control para calibrar los equipos de medidas y pruebas usados en el proyecto.
28. Coordinar programas de capacitación de personal de obra.

JEFE DE OFICINA TECNICA

Descripción:

Esta unidad, constituida como una oficina técnica en terreno, estará liderada por un especialista de gran experiencia en este tipo de contratos, y sus funciones básicas se circunscribirán a dos grandes grupos, a la planificación de la obra y al control de costos de la misma.

Obligaciones y Funciones:

De manera somera, las funciones del grupo de planificación pueden resumirse como sigue:

1. Planificación del desarrollo de la construcción y su interrelación con la ingeniería de detalles y el suministro.
2. Verificar disponibilidad a tiempo de los equipos y suministros del Cliente y chequearlos de acuerdo al programa maestro.
3. En casos de atraso, avisar con anticipación y ayudar a identificar cada componente crítico que pueda afectar los plazos del proyecto.
4. Elaboración de los informes de avance, de rendimientos y de dotación de personal de la obra.

5. Estudios específicos respecto de opciones y sus impactos en la planificación vigente del proyecto.

JEFE ADMINISTRATIVO

Definición del Cargo:

Es quien tiene la responsabilidad de planificar, coordinar, dirigir y controlar las actividades administrativas que respaldan las tareas realizadas en la Obra, y el envío de información de respaldo a Oficina Central.

Obligaciones y Funciones:

El jefe Administrativo tiene como obligaciones básicas las siguientes:

1. Conocimiento de las bases administrativas del contrato, para adecuar a ellas las materias que competen a cobranzas, reajustes, índices, etc.
2. Solicitar al Departamento de Finanzas los poderes SSK (Firmas Oficiales).
3. Solicitar al Departamento de Contabilidad lo Siguiente:
 - Resoluciones SII.(Servicio de Impuestos Internos)
 - Constitución de la Sociedad
 - RUC (Documento oficial)
 - Timbres de la Empresa (Logotipo)
 - Libro de Retenciones de Impuesto.
 - Formularios Timbrados:
 - a. Talonario Control.
 - b. Primeras guías de despacho.
 - c. Primeros folios de Libro de remuneraciones.
4. Confección de carta de Apertura de Obra.
5. Solicitar al Departamento de Personal:
 - Listado de personal base.
 - Listado de jornales
 - Listado de Asignaciones Alojamiento y Alimentación.
6. Solicitar al Departamento de Abastecimientos:

- Formularios de pedidos de materiales.
 - Formularios de pedidos de equipos y repuestos.
 - Formularios de pedidos de fabricación.
 - Confección de tarjetas de presentación.
7. Hacer inicio de actividades, informando por carta a la Municipalidad respectiva para enrolar la Patente Comercial. Documentos necesarios para su otorgamiento:
 - RUC de la Empresa
 - Formulario; Aviso de Apertura y/o cierre.
 - Declaración del Capital propio Inicial (la primera vez se declara cero)
 8. Planificar y organizar las distintas funciones administrativas.
 9. Leyes Laborales y sociales
 10. Contrataciones
 11. Remuneraciones
 12. Controles internos
 13. Dirección del personal.
 14. Contabilidad mensual.
 15. Confección mensual de flujo de caja para egresos e ingresos de los dos meses siguientes.
 16. Preparar mensualmente la facturación al Cliente, una vez aprobados los Estados de Pago por el Jefe de Programación y Control de Costos.
 17. Confeccionar trimestralmente Estado de Contrato con los datos contables para lo gastado y la estimación para terminar entregada por el Jefe de Programación y Costos.
 18. Revisar y preparar Corrección Monetaria en forma trimestral, por saldos de bodega y emisión de cheques.
 19. Manejo de Caja, cuenta corriente bancaria, con la confección de egresos y emisión de cheques.
 20. Control interno, respaldos de documentación.
 21. Contabilización de facturas con su correspondiente codificación y recuperación del IVA.
 22. Pagar facturas semanalmente de acuerdo a los vencimientos pactados.

23. Preparar los cierres contables de acuerdo a los procedimientos contables vigentes.
24. A fin de mes emitir los balances contables y de costos, realizando los análisis de cuentas.
25. Contabilidad de Leyes Sociales.
26. Contabilidad de remuneraciones.
27. Control de compras.
28. Cuentas corrientes.
29. Organizar y controlar las bodegas.
30. Implementar uso de Kárdex.
31. Implementar el sistema de Control de Inventario.
32. Implementar controles físicos de recepción y entrega de materiales y herramientas.
33. Chequear mes a mes la cobranza del costo de equipo en lo referente a permanencia física.
34. Realización de inventario físico de materiales y EHI, para corrección monetaria.
35. Al término de la Obra, debe cerrar la bodega, ya sea transfiriendo los materiales y EHI al almacén central o vendiendo los excedentes con los V°B° necesarios.
36. Implementar, supervisar y controlar el sistema de compras en Obra.
37. Manejo de los Serenos en el campamento y en los frentes de trabajo.
38. Manejo del campamento, esto implica:
 - Limpieza y mantención con personal de aseo.
 - Asignación de dormitorios.
39. Control del subcontratista, en lo referente a contrato, calidad de los alimentos, variedad, cantidad, higiene, atención, etc.
40. Control de la Movilización, coordinando el transporte para el traslado del personal a los frentes de trabajo y en los descansos temporales del personal de la obra a su lugar de procedencia.

3.2 Oficina y Campamento.

Tan pronto como sea entregado el terreno para instalación de faenas, se iniciara con la movilización de los recursos, la construcción de las instalaciones y la habilitación de los servicios básicos para operar eficientemente. Además los ambientes estarán debidamente implementados y comprenderá básicamente lo siguiente:

- Oficinas de madera donde se encontrará las áreas de la Gerencia de Proyecto, de Seguridad y Medio Ambiente, Jefe de Terreno, Administración y Oficina Técnica.
- Alquiler de lugar de descanso del Personal Staff ya que la obra se encuentra cerca de una ciudad.
- Alquiler de lugar de descanso del Personal Obrero ya que la obra se encuentra cerca de una ciudad.
- Se habilitará baños para los obreros y para el staff. en la obra.
- Además de los acondicionamientos básicos tales como agua, energía, también se contara con lo siguiente:

Control de incendios

En todos los recintos de las instalaciones se ha considerado la provisión de extintores tipo polvo químico para prevención y control de fuegos.

Comunicaciones internas

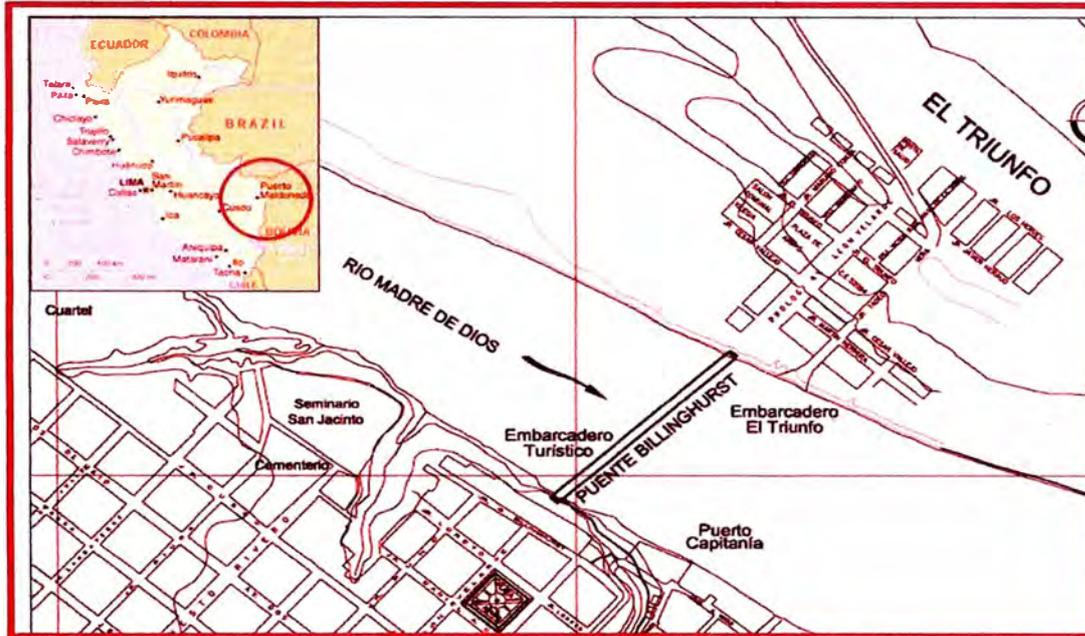
Se utilizarán teléfonos celulares además radio transmisores del tipo walkie-talkie

Consumo de agua potable

El agua potable que será utilizada en la instalación de faenas será comprada envasada en bidones y dispuesta en surtidores.

Cabe resaltar que debido que la construcción de este puente se encuentra en una ciudad facilitara el equipamiento de las oficinas y campamento en obra.

Figura. 3.1 Ubicación de la Obra



Fuente: Memoria Descriptiva - Laínez Lozada

3.3 Almacenes

Se iniciara en paralelo con la ejecución de las oficinas y campamento la Contratista será responsable de la custodia de sus propios elementos y equipos, así como de aquellos materiales que sean entregados para su custodia y posterior utilización.

3.3.1 Almacén de Material y herramientas

Este comprenderá un almacén tipo oficina donde se guardaran todas las herramientas e implementos de seguridad requeridos en la obra así como los suministros entregados por el propietario MTC.

Fig. 3.2 Almacén en Obra.



Fuente: Obra Puente Billingshurts

Además de un almacén abierto a techo cerrado donde se guardaran los cementos, acero de refuerzo.

3.3.2 Almacén de Equipos.

Este será un lugar debidamente acondicionado para que no altere el suelo donde este se ubique, es decir teniendo en cuenta todos los requisitos medio ambientales para su funcionamiento.

3.4 Ubicación de Botaderos.

En cada una de las márgenes el material sobrante de las excavaciones, después de haber rellenado los espacios excavados y no ocupado por las cimentaciones, se colocará en los botaderos autorizados extendiéndolos sobre el terreno existente de manera de que sea cubierto rápidamente por la vegetación de la zona.

La ubicación será en coordinación con la autorización de la Supervisión y el Propietario en obra.

3.5 Materiales a utilizar

Los Principales materiales a utilizar para la construcción de los pilotes serán principalmente:

- Acero de refuerzo: Aceros Arequipa y/o Siderperu.

De las diferentes denominaciones según estipulado en los planos y especificaron técnica para el traslape de los mismos.

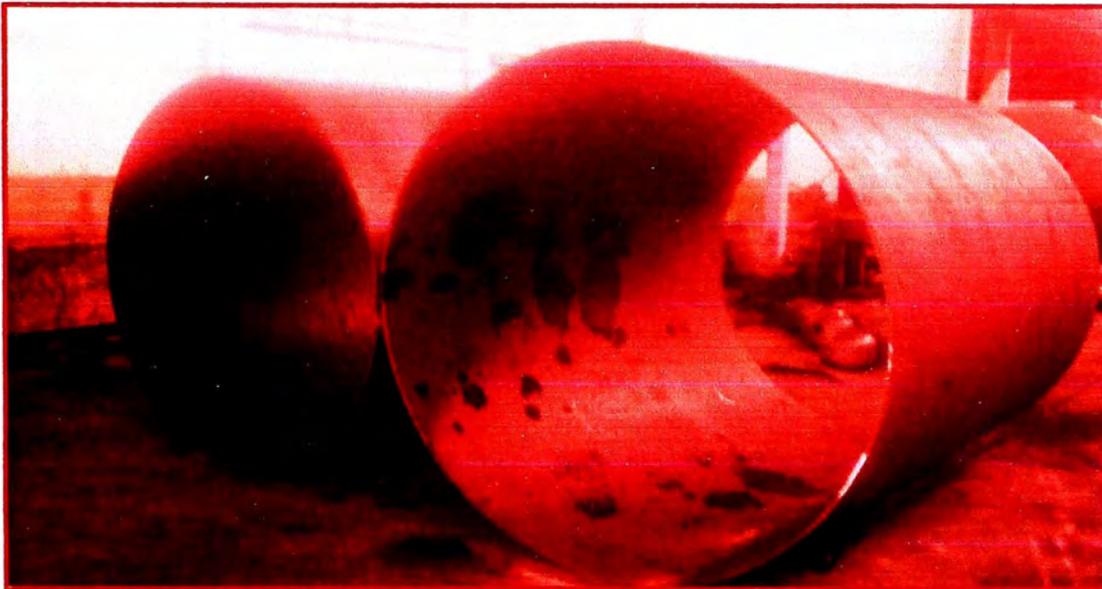
- Concreto premezclado: Concretos Yura.

Agregados de materiales y fuentes de agua según el estudio realizado donde se determino las características y potencia del mismo para su utilización en obra.

- Tubería (Camisas) de acero

Material suministrado por el cliente, son tubería de acero de Φ 1.85 m interior y espesor de 1/2 ". Son utilizados para estabilizar el terreno cuando se realiza la excavación del terreno en contacto con el agua.

Figura. 3.3 : Camisetas perdidas para pilotes en el río, $\Phi = 1,85$ m.



Fuente: Procedimiento Constructivo –Lainez Lozada

3.6 Planta de Concreto.

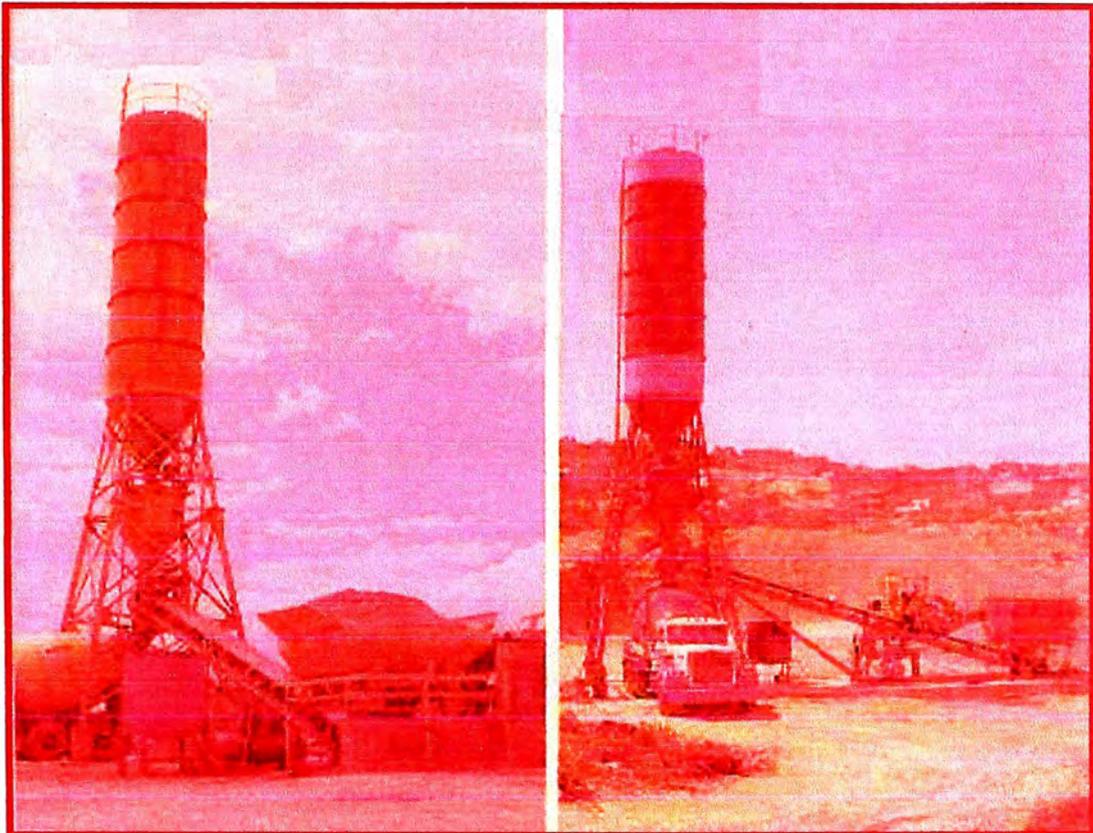
Es una Planta dosificadora de concreto transportable, este será premezclado y suministrado por la firma YURA S.A. quien instalará dos plantas dosificadores con capacidad de producción de concreto de 18 m³/hora de capacidad. Donde uno de sus beneficios es que es utilizada para trabajar en los climas más inhóspitos del país, como es el caso. Además su diseño permite un rápido transporte a las zonas de trabajo de tal forma que pueden instalarse en las zonas cercanas a los vaciados.

Además estos equipos se ha modernizado con un sistema de pesaje, semiautomático logrando una dosificación exacta de peso y desviación estándar óptimos para plantas de concreto utilizando la más moderna tecnología en la producción y el control de calidad, estas plantas están dotadas de un laboratorio de alta tecnología para el control de calidad de las materias primas y del concreto de acuerdo a la Norma ASTM, ACI - 318, para lograr un producto totalmente garantizado.

Teniendo en cuenta el volumen solo para columnas de cimentación (7,800 m³ aproximadamente), se utilizaran dos de ellas una en cada margen del río y contará hasta con 4 camiones concreteros tipo mixers, de 6.0 y 7.00 m³ de capacidad.

Estas plantas se instalarán en tiempos diferentes según necesidad de la obra.

Figura 3.4: Planta de concreto 18 m³.



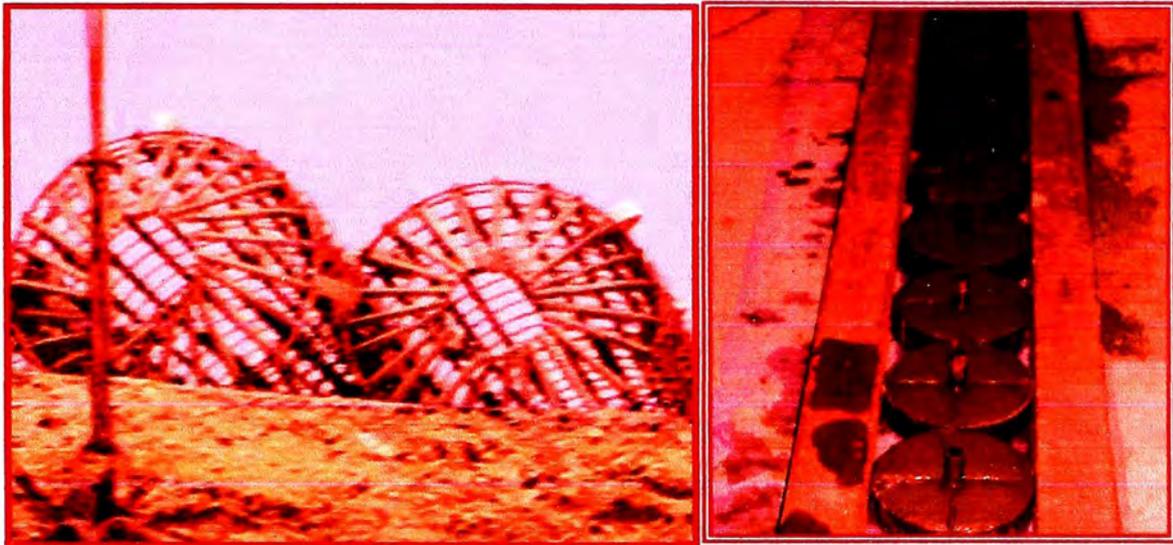
Fuente: www.grupogloria.com/yura.html

3.7 Habilitado de Acero de Refuerzo.

Lugar ubicado al pie de ambas márgenes del río según la necesidad de ambos frentes de trabajos sin interferencia en las demás actividades, el colocado del habilitado y armado de la canastilla de acero estará en un lugar que permita la maniobra de izaje del mismo sin correr ningún riesgo en dicha maniobra, para lo cual la zona de trabajo estará delimitada por señalizaciones de seguridad (carteles, cintas de señalización, etc.)

Aquí también se habilitarán ruedillas de concreto que además de servir como recubrimiento del acero de la canastilla, servirán como guía en el colocado de la canastilla de refuerzo, siendo su colocado muy importante para el colocado de la armadura en el excavado del pilote.

Figura 3.5: Canastilla de acero habilitadas y ruedas de recubrimiento para el acero



Fuente: www.psv.com.pe – Obra puente Rubio

Capítulo

IV

CONTROL DE CALIDAD

4.1 Verificación e Inspección

Se realizará una inspección visual y medición de las actividades a realizar en el procedimiento de la construcción y que estos queden registrados a través de Protocolos (formatos de control) que contará con la aprobación previa del ingeniero de calidad en obra y en definitiva con el supervisor o Propietario MTC de la obra.

4.1.1 Perforación de Columnas.

Aquí se detalla el diámetro de la excavación de perforación, para este caso Φ 1.50 y 1.85 m, se detalla el equipo utilizado para este procedimiento y las condiciones donde se ha realizado el proceso (tierra firme o en contacto con el agua), además de otros factores que influyen en el procedimiento, la unidad de medida es por metro lineal (ml).

Ver Registró: ADJUNTO ANEXO

4.1.2 Armadura del acero de Refuerzo.

Aquí se detalla la distribución de la armadura de la columna de cimentación siendo esta de dos diámetros de Φ 1.50 y 1.85 m pero de diferente longitud dependiendo la ubicación del mismo, la unidad de medida es kilogramo (Kg.)

Ver Registró: ADJUNTO ANEXO

4.1.3 Concreto Armado

Aquí se realiza dos tipos de controles al concreto, una en el momento de diseño en la planta de concreto, donde se controlará la dosificación principalmente y en el proceso de transporte y vaciado de concreto donde se controlara el slump, temperatura y condiciones de vaciado. La unidad de medida es metro cúbico (m³.)

Ver Registró: ADJUNTO ANEXO

4.2 Pruebas

4.2.1 Resistencia a la compresión de concreto.

Notación:

$f'c$ = esfuerzo de rotura en compresión de la probeta standard de 6" de diámetro por 12" de alto, medida a los 28 días.

Número de Testigos:

Deberá tomarse por lo menos cuatro testigos (probetas standard de 6" y 12") por cada día de vaciado por cada 100 m³ llenados.

Toma y Prueba de Testigos:

Todos los cilindros de prueba serán tomados por el Contratista en los lugares indicados por el Supervisor, en moldes standard. Cada molde deberá ser llenado en tres partes aproximadamente iguales, cada una de las cuales deberá compactarse con 25 golpes de varilla de 1/2" x 12" o vibrarse.

Deberá tenerse especial cuidado en que las superficies del cilindro queden perfectamente planas y perpendicularmente al eje del cilindro. Estos deberán guardarse a la sombra y desmoldarse a las 24 horas y curarse sumergiéndolos en agua por siete días, transportándose posteriormente al lugar de la prueba.

Las probetas deberán ser identificadas con una clave, de manera que llevando un registro de ellas, se pudiera establecer el día de su obtención, el elemento a que pertenecen, la carga de rotura que de ellas se espera, rotura de probetas y evaluación.

Las probetas serán sometidas a rotura por compresión a los 28 días de haber sido obtenidos en el laboratorio del Contratista establecido en la obra, el resultado de los cilindros consecutivos constituyen una prueba.

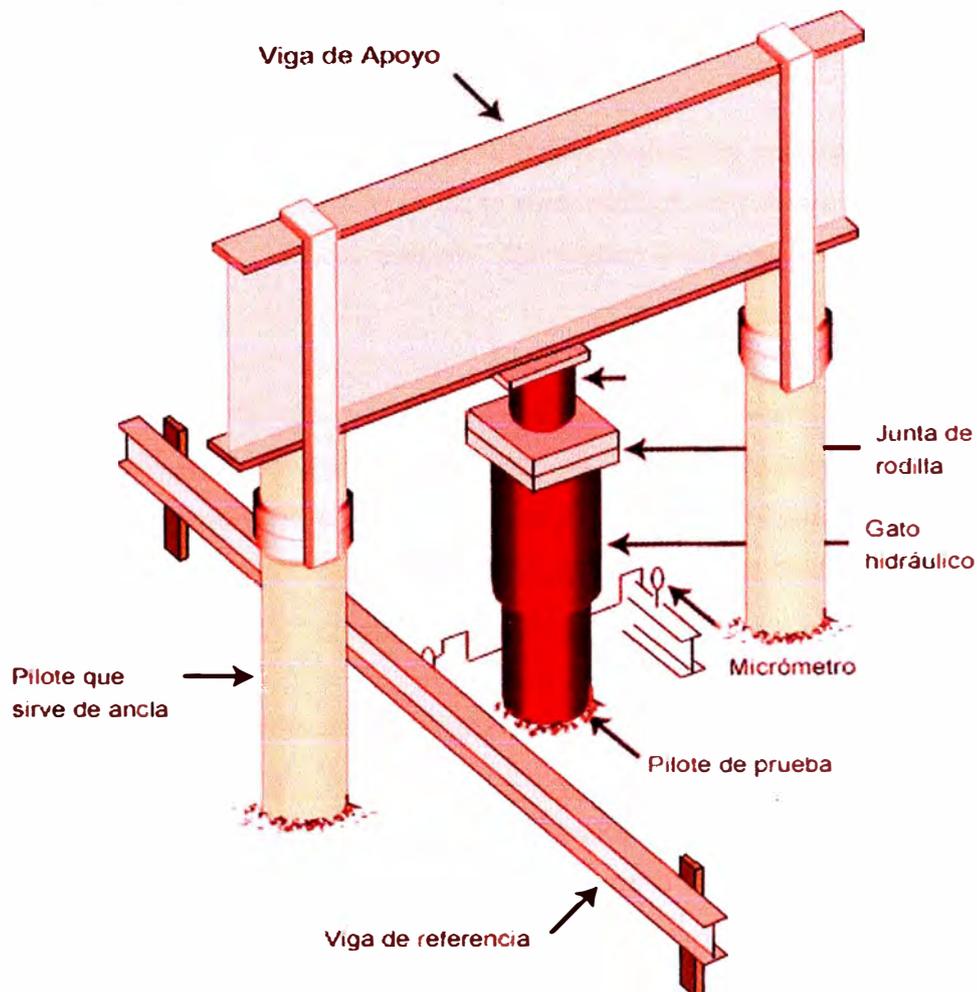
El promedio de tres pruebas consecutivas deberán ser iguales o superiores al $f'c$ especificado en los planos para cada elemento y ningún cilindro deberá tener resistencia menor de 35 Kg/cm². del $f'c$ especificado.

4.3 Ensayos de integridad estructural del Pilote

4.3.1 Estático de Cargas

Es la aplicación de una carga vertical que permite determinar la relación entre la carga vertical (aplicada al tope del pilote sobre el centro o eje del mismo) y el asentamiento del mismo según un determinado procedimiento (normalizado), norma ASTM 1143-98T

Figura 4.1: Configuración de Prueba de Carga Estática



Fuente: www.mypfundaciones.com

Aplicaciones:

- Aplicables a cualquier tipo de pilotes o micropilotes
- Instrumentadas, para analizar el comportamiento del pilote en cada fase de la prueba y la transferencia de carga a lo largo del fuste del pilote.

- Las más usuales son a compresión, pero se pueden realizar a tracción y a carga horizontal.

Dispositivos de carga

El aparato para aplicar las cargas verticales consistirá de alguno de los siguientes dispositivos:

a) Carga soportada directamente sobre el pilote

Una caja será apoyada sobre el tope del pilote y cargada con pesas de material adecuado, la construcción de la caja y la aplicación de las cajas será tal que no apliquen fuerzas laterales al tope del pilote y no ocurra impacto alguno al colocarse las cargas.

Las cargas estarán de tal manera distribuida que todas las cuñas estarán sueltas al ocurrir el asentamiento, el peso de la caja será incluido en la carga calculada en el pilote y la viga de apoyo y la caja estarán colocadas sobre el pilote cuando se haga lectura "no carga".

En casos donde el pilote de prueba esté en una excavación bajo la superficie natural del terreno, una columna extensión de acero estructural o tubular podrá usarse para prolongarse desde la cabeza del pilote hasta la caja de prueba. Deben tomarse especiales precauciones para evitar el volteo de la caja cuando se aplican las cargas pesadas.

b) Carga caja o plataforma pesada aplicada al pilote mediante un gato hidráulico.

Una caja de prueba o plataforma será construida sobre el pilote y cargada con pesas de material adecuado, con un peso mayor a la máxima carga de prueba anticipada.

Un gato hidráulico recientemente calibrado con un manómetro de presión será interpuesto entre la cabeza del pilote y la caja de carga y aplicado la carga del pilote mediante una operación del gato.

c) Carga aplicada al pilote mediante un gato hidráulico que actúa contra el elemento de reacción anclado.

Dos o más pilotes a ser empleados como pilotes de ancla serán hincados tan lejos como sea posible. Una viga maestra de suficiente resistencia para actuar como una viga de reacción será fijada en los extremos superiores de los pilotes de ancla. Un gato hidráulico recientemente calibrado con manómetro de presión será interpuesto entre la cabeza del pilote de prueba y el lado de la viga reacción y la carga prueba será aplicada mediante la operación del gato.

DEFORMACIONES PLASTICAS Y ELASTICAS

El movimiento de la cabeza del pilote es causado por la deformación elástica del pilote - suelo y la deformación plástica del suelo. La última provoca asentamientos indebidos de las estructuras y debe evitarse por todos los medios posibles. Este es el valor significativo que se busca en las pruebas de carga y no fundamentalmente el movimiento total hacia debajo de la cabeza del pilote bajo la prueba de carga. La curva de deformación plástica es la más significativa y sobre esta deberán establecerse la carga de trabajo y factor de seguridad.

Aparato para medir asentamiento uno de ellos es el manómetro cuadrante:

Manómetro cuadrante

Una viga será fijada a las dos estacas cada una hincada dentro del terreno a una distancia no menor de 8 pies a partir del punto mas cercano del pilote de prueba. Un manómetro de cuadrante con su vástago descansando sobre el tope del pilote, será fijado a esta viga para registrar el movimiento de la cabeza del pilote.

Alternativamente el manómetro se puede fijar al pilote con su vástago apoyándose contra el lado de la viga en contra viguetas fijadas allí mismo. Mientras un manómetro de cuadrante puede proporcionar la mayor precisión de lecturas consecutivas de asentamientos , una observación comprobadora de asentamientos será hecha a intervalos seleccionados durante la prueba mediante una barra de nivel o una escala referida a una elevación fija que es independiente de la viga de referencia a la cual se fija el manómetro de cuadrante.

PRUEBA DE CARGA SOBRE PILOTE

Procedimiento

- a) La cabeza del pilote será cortada de tal manera que se produzca una superficie plana de soporte. Una placa de acero será asentada sobre el tope del pilote.
- b) La carga total de prueba aplicada al pilote será el doble de lo anticipado para la carga de trabajo y será aplicada en incrementos de 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200 de la carga de trabajo anticipada. La lectura de los asentamientos hechas con una precisión de 0.001 pies serán tomadas antes y después de la aplicación de un nuevo incremento de carga. No será aplicada carga adicional hasta que la relación de asentamientos bajo el previo incremento sea menor de 0.001 pies en 1 hora hasta haber transcurrido 2 horas, según ocurra lo primero.

Una vez completado el cargado la carga de prueba completa permanecerá sobre el pilote por 24 horas o por un periodo mayor si la necesidad es la indicada por lo relación del asentamiento del pilote y las lecturas del asentamiento serán tomadas durante y al termino de tal periodo. Como una alternativa al método de cargado, los incrementos especificados de una carga que puedan añadirse en constantes intervalos no menores de 30 minutos y preferiblemente 1 hora. Las lecturas de asentamientos serán hechas inmediatamente antes y durante la adición de cada incremento de carga y no menos que tres veces especificadas entre los incrementos de carga.

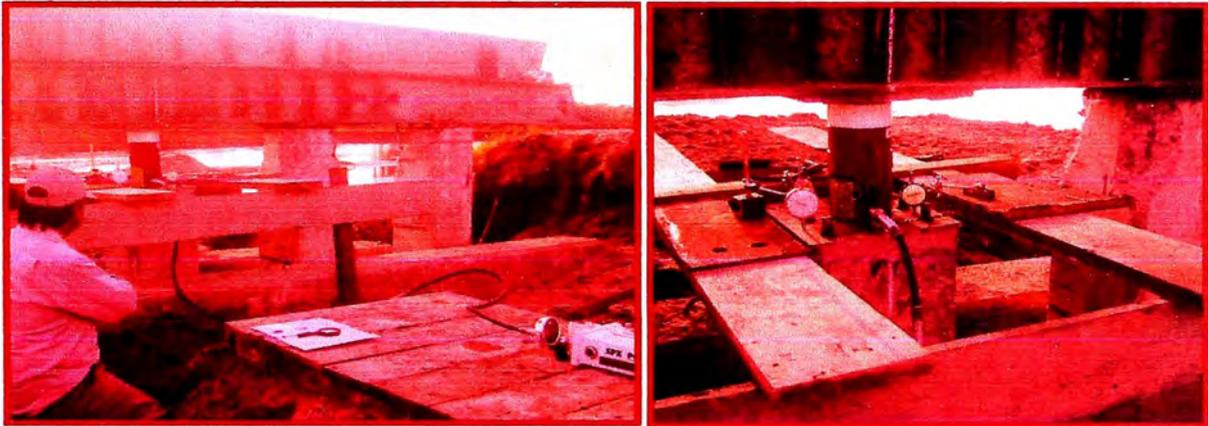
- c) Durante el descargado del pilote, el pilote será medido cuando la carga restante en el pilote sea de un 75, 50, 25, 10 y 0 por ciento de la carga total de prueba con decrementos de carga soltados a intervalos de por lo menos media hora y con mediciones del rebote hechas inmediatamente antes y después de cada decremento. El rebote ser registrado 24 horas después de que se ha retirado la totalidad de la carga de prueba.

RECOMENDACIONES

1. Una descripción de las condiciones de suelo en la localización del pilote de prueba.
2. Una tabulación de las cargas y las lecturas de asentamientos durante el cargado y descargado del pilote.

3. Una representación grafica de los resultados de prueba en la forma de una curva tiempo, carga y asentamiento
4. Comentarios relativos a cualquier ocurrencia raras durante la ejecución o carga del pilote.

Figura 4.2: Prueba de Carga Estática



Fuente: www.psv.com.pe— Obra puente cainarachi

REGLAS

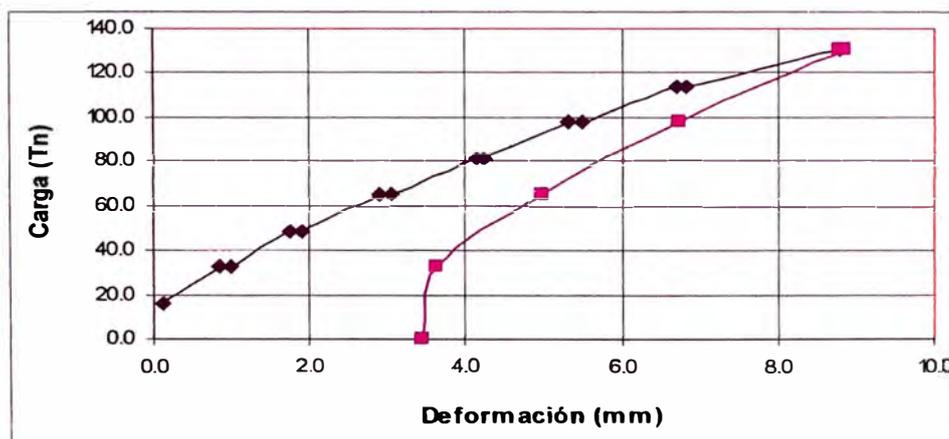
1. La carga de prueba será el doble de la carga de diseño y deberá mantenerse constante por lo menos 24 horas hasta el asentamiento o rebote no exceda 55mm en 24 horas. La carga de diseño no excederá un medio de la máxima carga aplicable siempre y cuando la curva de carga asentamiento no muestre señales de ruptura y el asentamiento permanente del tope del pilote, después de la prueba, no exceda los 12.50 mm (Boston Building Code).
2. Obsérvese el punto en el cual no ha ocurrido asentamientos durante 24 horas , incluyendo el asentamiento total , la deformación elástica del pilote y no mayor a 0.025 cm/tn de carga de prueba , y divídase un factor de seguridad de 2 (Department of Public Works, State of California).
3. La carga segura permisible será considerado un 50% de la carga que después de una continua aplicación por 48 horas, produce asentamientos permanentes no mayores de 6.3 mm medidos en el tope del pilote. Este asentamiento máximo no se incrementara por la aplicación continua de la carga de prueba durante un periodo que puede ser de 60 horas o mas (AASHQ).

4. Obsérvese el punto donde se quiebra bruscamente la curva plástica y divídase por un factor de seguridad de 1.5.
5. Las pruebas serán llevadas a cabo con 200% de la carga propuesta y consideradas satisfactorias, si después de 24 horas, el asentamiento total neto después del rebote es más de 0.025 cm/tn de carga de prueba total (leyes constructivas de la ciudad de Nueva Cork).
6. Obsérvese el punto en el cual el asentamiento bruto comienza a exceder los 0.075 cm/ton de carga adicional y divídase por un factor de seguridad de 2 para cargas estáticas o 3 para cargas vibratorias (W. H Rabe, Ingeniero proyectista, Bureau of Bridges , State of Ohio).
7. Dibújese líneas tangentes a las pendientes generales de las porciones superiores o inferiores de la curva, obsérvese la carga en sus intersecciones y divídase por un factor de seguridad de 1.5 o 2.
8. Obsérvese el punto en el cual la pendiente de la curva de de asentamiento bruto es cuatro veces la pendiente de la grafica de deformación elástica del pilote, y divídase entre un factor de seguridad adecuado.
9. La carga axial aislada permisible sobre el pilote no deberá exceder: a) Un 50% del punto límite bajo la prueba de carga. El punto cedente o limite ser definido como un punto en el cual un incremento de carga produce un aumento desproporcionado en asentamiento o b) Un medio de la carga que causa un asentamiento neto, después de deducir el rebote, de 0.025 cm/tn de prueba de carga que ah sido aplicado por un periodo mínimo de 24 horas, o c) Un medio de la carga bajo la cual, durante un periodo mínimo de 40 horas de continua aplicación de carga, no ocurre asentamientos adicionales. (Reglas Opcionales de la Internacional Conference of Building Officials uniform Building Code).
10. la carga segura admisible será considerado como un 50% de la carga que, después de 48 horas de aplicación causa un asentamiento permanente de no mas de 6.3 mm (nex York State Departamental of Public Works).

11. Obsérvese el punto en el cual el asentamiento bruto comienza a exceder los 0.125 cm/tn de carga adicional o en el cual el asentamiento plástico comienza a exceder los 0.7075 cm/tn de carga adicional y divídase entre un factor de seguridad de 2 para cargas estáticas o 3 para vibratorias (Dr5.RL. Nordum, Raymond Concrete Pile Company).

Se puede obtener varias impresiones sobre la pendiente de las curvas de carga y asentamientos al variar la escala de la grafica; por lo tanto es deseable un limite finito de cambio de carga y de asentamiento por lo que se refiere a su relación. Las reglas 6 y 11 parecen las más razonable y justificable, aunque la regla 6 puede ser demasiado conservadora.

Figura 4.3: Grafica Carga aplicada vs. Deformación



4.3.2 Con métodos no destructivos.

Estos ensayos no pretenden reemplazar a los ensayos estáticos de carga, sino que constituyen una fuente adicional de información sobre los pilotes construidos. Significan una potente herramienta de trabajo para poder determinar experimentalmente la existencia de defectos en los pilotes con rapidez y economía, por lo que son utilizados básicamente como control de calidad generalizado de los pilotes.

Son tres los métodos utilizados en el mundo para comprobar la integridad estructural de pilotes mediante sistemas no destructivos:

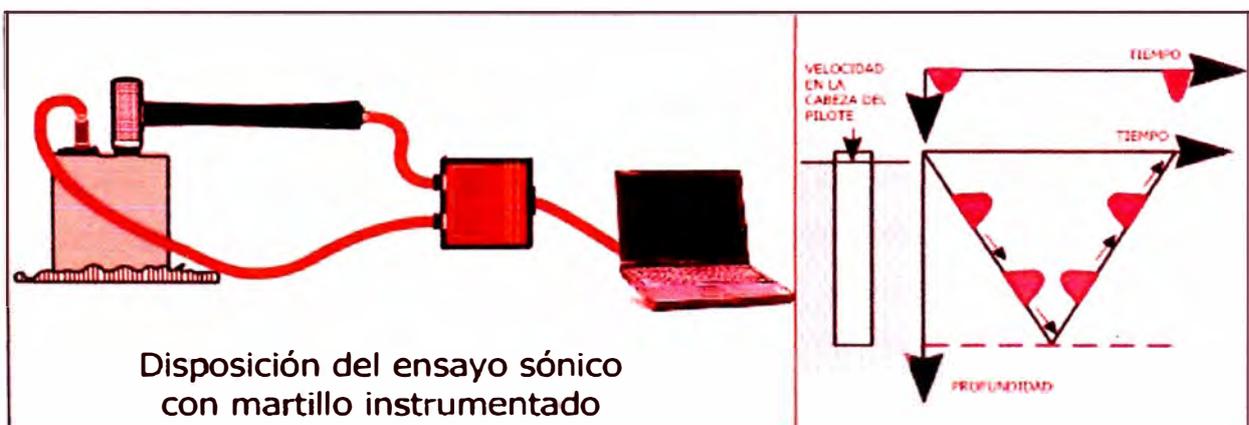
4.3.2.1 Método Sónico.

En el ensayo sónico de integridad de pilotes se utiliza un equipo desarrollado por el Instituto TNO de Holanda, que cuenta con más de veinticinco años de experiencia en este tipo de ensayos, habiendo ensayado millones de pilotes, y habiendo detectado centenares de pilotes con defectos más o menos serios.

El ensayo es del tipo de martillo de mano, cuyo golpe envía una onda de compresión a lo largo del fuste del pilote. Esta onda es reflejada por las discontinuidades del pilote, por su punta, o por cambios de sección o variaciones del terreno que lo rodea. Los movimientos consiguientes de la cabeza del pilote son captados por un acelerómetro. La señal del acelerómetro es amplificada y digitalizada por un sistema electrónico y convertida en medida de velocidad, que se presenta inmediatamente en la pantalla de un microcomputador portátil.

La curva obtenida se puede archivar en el disco duro del equipo para su posterior tratamiento e impresión mediante ploter o impresora. El gráfico de velocidad de un pilote continuo aparece en la pantalla como una línea relativamente recta con dos picos. El primero de ellos es el causado por el impacto del martillo, mientras que el segundo es causado por la reflexión en la punta del pilote. El programa informático incorpora diferentes técnicas para mejorar y explotar las señales obtenidas, tales como suavizar y promediar los golpes de martillo, la obtención de la curva media de varios pilotes, y la amplificación de la señal con la profundidad de manera lineal o exponencial para compensar los efectos de pérdida de señal con la profundidad.

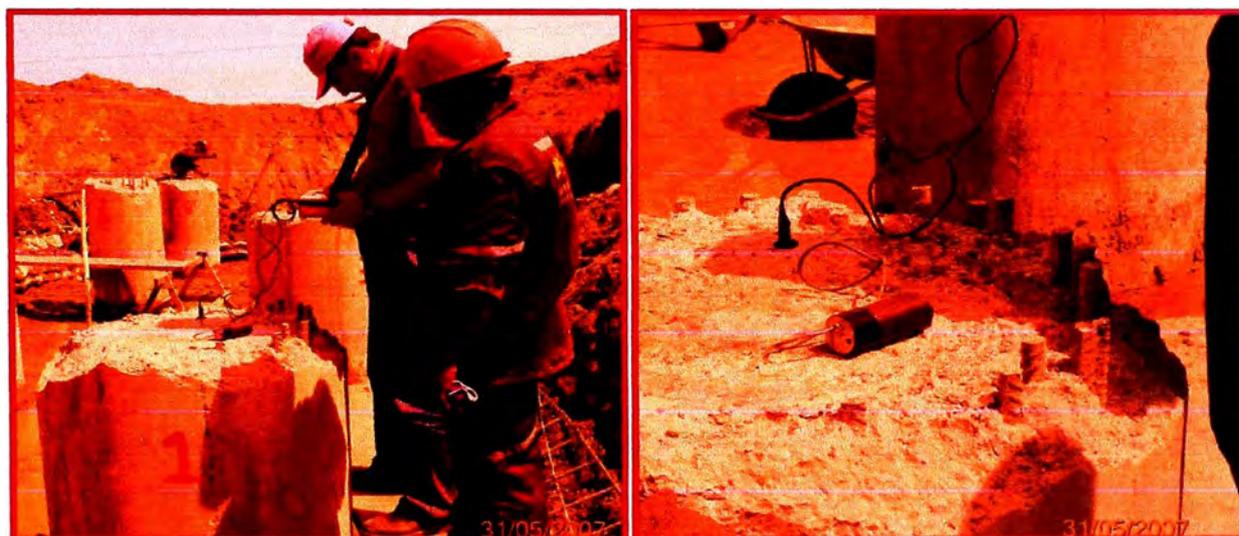
Figura 4.4: Microcomputador Portátil



Fuente: www.mypfundaciones.com

Los pilotes no requieren ninguna preparación especial, únicamente se necesita que se haya realizado ya el descabezado en el momento del ensayo, para que el golpe del martillo se realice sobre concreto sano y la onda no refleje en discontinuidades o cangrejeras del concreto. La edad mínima del concreto en el momento del ensayo es de siete días, para garantizar un grado de endurecimiento y un módulo de elasticidad que permitan que la onda se propague. En ocasiones se han conseguido obtener buenas señales a edades incluso más tempranas. Los ensayos no producen ninguna interferencia en la marcha de la obra, ya que se pueden ensayar grupos de pilotes a medida que se van construyendo y descabezando, y suele bastar un día o dos de preaviso para la realización de los ensayos. El rendimiento es elevado, y en condiciones óptimas se pueden ensayar más de 100 pilotes al día.

Figura 4.5: Ensayo Sonico de Integridad



Fuente: www.psv.com.pe— Obra puente Rubio

El ensayo se realiza según la norma ASTM D 5882-96

4.3.2.2 Método de cross-hole ultrasónico.

Los ensayos se realizan con el equipo UMQA4, que utiliza tecnología de punta en el mundo. El método se basa en registrar el tiempo que tarda una onda ultrasónica en propagarse desde un emisor a un receptor que se desplazan simultáneamente por dos tubos paralelos sujetos a la armadura del pilote. El tiempo medido es función de la distancia entre el emisor y el receptor y de las características del medio atravesado.

En el caso de existir defectos en el camino de las ondas tales como inclusiones de tierra, oquedades, cangrejeras u otros que hagan alargar el tiempo de recorrido, en la gráfica del ensayo queda reflejada la variación y la profundidad a que se ha producido.

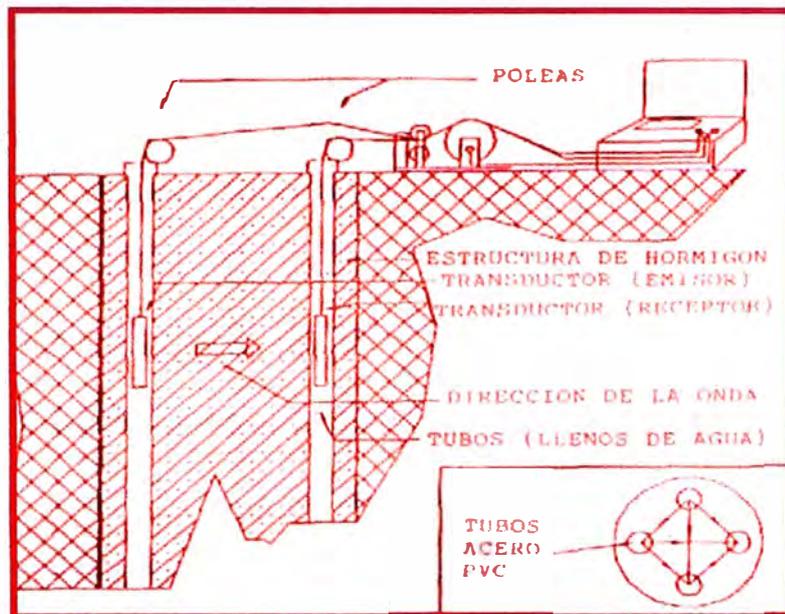
Los datos son almacenados de manera digital en el equipo, y las gráficas pueden ser impresas directamente en la obra o revisadas e impresas en gabinete. Para la realización del ensayo se precisa que en los pilotes el constructor deje instalados tubos para poder introducir las sondas hasta la profundidad que se quiera ensayar. Los requisitos para estos tubos son los siguientes: Los tubos deben ser preferentemente de acero, con diámetro mínimo 40 mm y preferiblemente 50 mm. Se pueden emplear tubos de plástico en pilotes cortos, pero es muy fácil que se deterioren durante el vaciado de concreto y queden inservibles. Los empalmes deben realizarse con manguitos roscados, ya que las uniones soldadas pueden producir rebabas que dificulten el paso de las sondas o deterioren los cables. Los extremos inferiores deben cerrarse herméticamente por medio de tapones metálicos, para impedir la entrada de elementos extraños y para evitar la pérdida del agua que deben contener durante el ensayo. Los extremos superiores deben también cerrarse para evitar la caída accidental de material hasta el momento de realización del ensayo. Sobresaldrán al menos 40 cm del concreto del pilote. Los tubos deben llenarse de agua dulce limpia previamente al ensayo, y deberá comprobarse que no tienen obstrucciones, ni se producen pérdidas de agua. El número de tubos por pilote, según la norma francesa DTU 13.2, es el siguiente:

- 2 tubos para diámetros de pilote inferiores o iguales a 60 cm.
- 3 tubos para diámetros de pilote hasta 120 cm.
- 4 tubos para diámetros de pilote superiores a 120 cm.

Los pilotes deben estar accesibles y sin presencia de agua. El concreto no tiene, en general, menos de una semana en el momento del ensayo. Es recomendable disponer de un plano con la identificación de los pilotes, su longitud aproximada, e información sobre posibles incidencias durante su construcción. En condiciones óptimas, se pueden realizar más de 130 m de ensayo a la hora.

El ensayo se realiza según la norma NF P 94-160-1.

Figura 4.6 Configuración típica de ensayo ultrasónico "cross-hole"



Fuente: www.fernandeztadeo.com

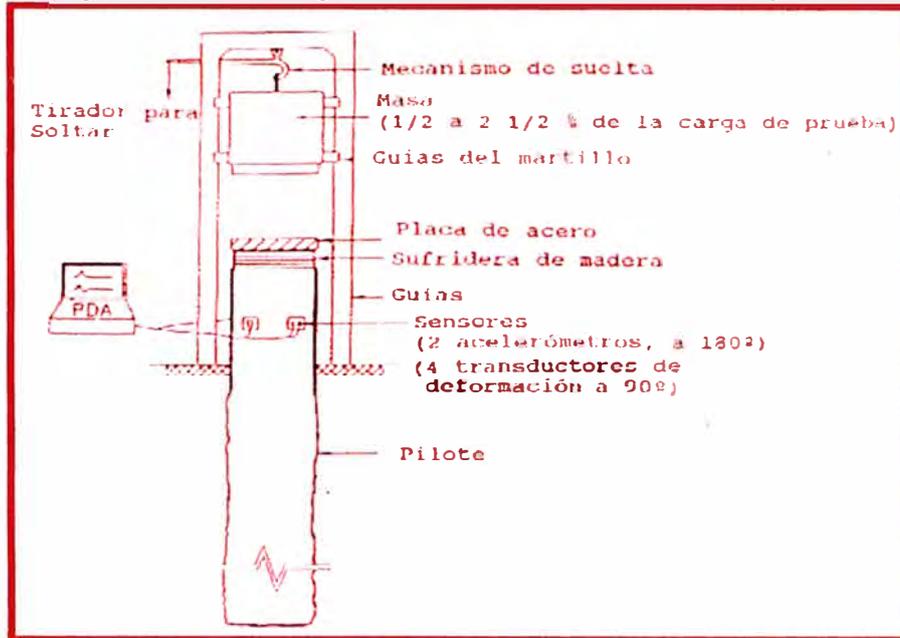
4.3.2.3 Método ensayo dinámico.

El método más conocido para la comprobación de la integridad estructural de pilotes. Está descrito en la norma ASTM D 4945-89 y es utilizado en todo el mundo, tanto en pilotes hincados como en pilotes perforados, Como es nuestro caso.

En pilotes perforados y concretados "in situ" hace falta buscar una carga cualquiera con un peso entre 1 y 1,5 % de la carga de prueba estática y una altura de caída entre 2 y 3 m. Es decir, para una carga de prueba de 500 t, se necesita una masa que este entre 5 y 7 t suspendida con una grúa.

La cabeza del pilote se prepara usualmente realizando un vaciado de concreto superior al nivel pedido con la ayuda de una camisa metálica, en el que se colocan los sensores de velocidad y deformación, con una superficie plana en el extremo superior protegida por una chapa metálica y una plataforma sobre la que se produce el impacto. La carga se eleva con una grúa y se deja caer sobre el pilote, registrándose en un ordenador portátil la fuerza y la velocidad en la cabeza del pilote en función del tiempo. Es importante que la energía del impacto sea suficiente para movilizar la capacidad resistente del suelo. Por ello es usual aplicar 4 ó 5 golpes con altura de caída creciente, registrándose los parámetros de la respuesta del pilote.

Figura 4.7: Configuración de Prueba de Ensayo Dinámica



Fuente: www.fernandeztadeo.com

Los resultados obtenidos se tratan en el ordenador con programas informáticos que incorporan diferentes fórmulas o métodos numéricos para estimar la capacidad de carga y presentar los resultados obtenidos de manera rápida, incluso en la misma obra. Es práctica usual realizar al menos un ensayo estático de carga de tipo convencional en un pilote ensayado dinámicamente, con objeto de correlacionar la resistencia estática y dinámica del pilote. En el caso de que exista ya experiencia local en pilotes similares con parecidas condiciones del subsuelo, se puede obviar el ensayo estático de carga.

Figura 4.8: Prueba de Ensayo Dinámica



Fuente: www.psv.com.pe— Obra puente pongo de cainarachi

Cabe mencionar que la duración de la aplicación de la carga al pilote es de poco de milisegundo., produciéndose una aceleración del orden de 100 a 1000 g.

PARAMETROS DE LOS DIFERENTES ENSAYOS COMPARADOS CON LOS ESTATICOS

Cuadro 4.1: parámetros característicos de los diferentes tipos de ensayos comparados también con los ensayos estáticos de puesta en carga.

ENSAYOS	SÓNICO S	DINÁMICOS	SEMIESTÁTICOS	ESTÁTICOS
Masa martillo	0,5-5 kg	2000-10000 kg	2000-5000 kg	N/A
Deformación máxima en pilote	2-10*10 ⁻⁶	500-1000*10 ⁻⁶	1000*10 ⁻⁶	1000*10 ⁻⁶
Velocidad máxima en pilote	10-40 mm/s	2000-4000 mm/s	500 mm/s	10-3 mm/s
Fuerza máxima	2-20 kN	2000-10000 kN	2000-10000 kN	2000-10000 kN
Duración de la fuerza	0,5-2 ms	5-20 ms	50-200 ms	107 ms
Aceleración del pilote	50 g	500 g	0,5-1 g	10-14 g
Desplazamiento del pilote	0,01 mm	10-30 mm	50 mm	> 20 mm
Longitud onda relativa (*)	0,1	1	10	108

(*) Relación entre la longitud de onda de la fuerza aplicada y el doble de la longitud del pilote.

Fuente: <http://pdi.com.br/index.htm>

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CADA METODO

Cuadro 4.2: Ventajas y Desventajas de los diferentes tipos de ensayos

Método	Ventajas	Inconvenientes
Sónico con martillo de mano	No se requiere preparación especial del pilote.	Requiere interpretación especializada.
	Rapidez, sencillez y economía.	La punta del pilote no se detecta bien cuando la esbeltez es importante o hay varios cambios de sección.
	Detecta los fallos importantes en la calidad.	Se debe esperar a que el concreto tenga una cierta resistencia.
Ultrasónico "cross-hole"	Se emplea en pilotes hormigonados "in situ" de cualquier diámetro o longitud.	Requiere que se dejen colocados tubos embebidos en el hormigón. En pilotes prefabricados esto no suele ser posible.
	Los defectos se identifican claramente a cualquier profundidad.	Los tubos a veces se deterioran y quedan inservibles.
		Se debe esperar a que el hormigón tenga una cierta resistencia.
Ensayos rápidos de carga	Permiten una evaluación del pilote no solo estructural sino también geotécnica, obteniéndose su capacidad de carga.	Requiere una masa importante de impacto (ensayo dinámico) o un equipo especial (Statnamic).
Pruebas de carga estáticas	Son los ensayos de carga mas similares al comportamiento de la cimentación en servicio.	Requiere un sistema de reacción que permita aplicar cargas elevadas superiores a las de servicio e incluso próximas a las de hundimiento.
Control automático de ejecución	Facilitan datos en tiempo real durante la ejecución del pilote, lo que permite optimizar el empleo de materiales y detectar fallos en edad temprana.	Solo están desarrollados para pilotes hincados y para pilotes excavados

Fuente: www.fernandeztadeo.com

Capítulo

V

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

La correcta ejecución del procedimiento garantiza un trabajo de calidad, asegurando una sección completa a lo largo del pilote, poniendo especial atención en la exacta colocación de la canastilla de acero de refuerzo y posteriormente en el sistema especial de vaciado de concreto (tremie).

Este tipo de pilotaje es aplicable a diferentes tipos de suelo de naturaleza arcillosa, limo arenosas. Para la elaboración de este procedimiento se han determinado algunas actividades a realizar las cuales se detallan a continuación.

5.1 Trabajos Preliminares

5.1.1 Construcción de Rampa de Acceso.

En paralelo al montaje de la planta de concreto, se da inicio a la rampa de acceso de la margen izquierda del río, que permite realizar los trabajos de las estructuras a realizar teniendo como acceso esta margen.

5.1.2 Montaje de la planta de concreto

En paralelo a la construcción de la rampa de acceso se procede a montar la planta de concreto en la margen izquierda inicialmente que involucra los trabajos de vaciado en las estructuras.

La primera planta será instalada en la margen izquierda del río para atender tanto los frentes de esa margen como las fundiciones a realizar en las columnas de cimentación centrales del río. De igual manera será instalada en la margen derecha una segunda planta de concreto para atender tanto los vaciados de ese sector como apoyar a los vaciados a realizar en el centro del río.

5.1.3 Colocado de Plataforma Trabajo para Pilote en Agua.

Para los trabajos de pilotaje en el río se contará con una plataforma metálica de 300 ton de capacidad, conformada por la unión de 2 barcasas de capacidad 150 ton cada una unidas, la cual se mantendrá para cada apoyo debidamente anclada. En esta plataforma trabajarán las grúas de perforación y auxiliar, además de los equipos requeridos para la hincas de las camisas metálicas, y las brocas y baldes de perforación; se tendrán además tanques con capacidad para almacenar 50 m³ cada uno de lodos poliméricos, que se emplearán para la estabilización de las excavaciones.

Figura 5.1: Plataforma de pilotaje en río.



Fuente: Procedimiento Constructivo- Lainez Lozada

El inicio de esta actividad se realizara una vez culminado los trabajos de cimentación de la cámara de anclaje izquierda., donde se movilizaran los equipos antes mencionados iniciando la actividad en el Pilar de la Torre Izquierda y culminar en la de la Torre derecha

5.1.4 Procedimiento de transporte de Habilitado de Materiales y Camión mixer En Pilote en Agua.

Habiéndose ubicado un lugar para el habilitado de las canastas de acero de refuerzo y la instalación de la planta de concreto de concreto en la margen izquierda del río y en el encamisado metálico en el almacén.

El transporte de estos materiales se realizarán utilizando una barcaza de 100 ton de capacidad, adicional a las de la plataforma de trabajo, y destinada a las actividades de transporte junto con un empujador.

Figura 5.2: Barcaza para transporte.



Fuente: Procedimiento Constructivo- Lainez Lozada

El procedimiento de carga, transporte y descarga será el siguiente:

Las Camisas perdidas y canastas de acero de refuerzo serán cargadas a la barcaza por medio de una grúa de llantas con capacidad 40 ton destinada para labores de montaje y movimiento de cargas., la descarga se realizará con el apoyo de la grúa auxiliar capacidad en Celosía, peso 60 ton.

El camión mixer se colocará teniendo en cuenta el buen posicionamiento y aseguramiento en la plataforma para evitar volteos o caídas, el camión se mantendrá en dicha plataforma hasta haber vaciado el concreto en las columnas de cimentación.

5.1.5 Preparación de la Plataforma de Trabajo en seco

Se prepara la plataforma de operación la cual deberá ser compactada, nivelada, espaciosa y despejada para mejor maniobrabilidad. Con estas condiciones el equipo se podrá ubicar y realizar un trabajo limpio y preciso.

Tener en cuenta que dicha plataforma será preparada con un relleno apropiado hasta una cota que este por encima del nivel de fondo de zapata de por lo menos +0.70 m, este nivel se definirá en obra de tal manera que la plataforma

facilite el proceso constructivo en seco, perforación vertical y contaminación del fundido controlada.

La parte superior de la plataforma estará conformada con un material tipo afirmado y será ligeramente compactado para soportar el tránsito pesado.

El nivel freático elevado no es limitante para la excavación pero si es determinante para definir la cota de la plataforma de trabajo la cual deberá estar por encima de este nivel de fondo de zapata es decir se trabajara en seco.

Figura 5.3: Preparación de Plataforma y Trazo de Ubicación de Columnas de Cimentación.



Fuente: www.psv.com.pe – Obra puente Rubio

5.2 Procedimiento Especifico

5.2.1 Trabajos En Plataforma de Pilote en Tierra

Una vez realizado los trabajos preliminares detallados ítems arriba se procede a ejecutar lo siguiente:

MOVIMIENTO DE TIERRA

Se inicia con el trazo y replanteo inicial donde se determinaran el eje del puente y el área de cada zona en tierra a excavar para lo cual se determinara la profundidad de excavación hasta llegar al nivel de fondo de cimentación de las

estructuras o cota de cabeza del pilote. Y el área de influencia para la preparación del terreno a trabajar.

Se procede a la excavación con equipo, considerando que dada la calidad del suelo se estima que no es posible mantener en la excavación un talud vertical, se estima que el talud adecuado será uno horizontal por dos vertical, además se considera que la profundidad de las excavaciones será hasta 50 mm bajo el nivel previsto para el fondo de las cimentaciones.

Se realizara un control hasta llegar al nivel de fundación requerido y una vez alcanzado se procede a realizar el acceso a estas excavaciones para el posterior traslado de los equipos de perforación y demás actividades a realizar.

. Figura 5.4: Excavación con equipo.



Fuente: www.psv.com.pe – Obra puente Rubio

PERFORACION DE COLUMNAS DE CIMENTACION

Previo al traslado de los equipos se procede a la preparación de plataforma de trabajo, según descripción (Ítem 5.1.5), donde se realizaran los trazos finales de la ubicación de las columnas de cimentación, se ejecutan de acuerdo con las coordenadas y cotas mostradas en los planos. La comisión de topografía localizará con estación total los ejes de los pilotes e indicará los niveles de terminado de los mismos.

Culminado se procede a traslado de los equipos que servirán para las actividades correspondientes a excavación las columnas de cimentación.

Figura 5.5: Equipo de Perforación R-725

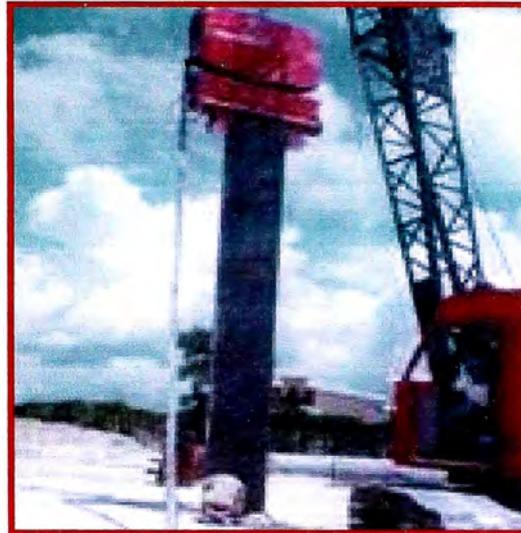


Fuente: www.soilmec.com

Se inicia la excavación de las columnas de cimentación en la posición y nivel replanteado, empezando el pre excavado en un tramo enfundado que nos ayudara en la orientación vertical del pilote.

Esta funda o tubo de orientación, diámetro igual al del pilote especificado se usa siempre al margen del tipo de suelo que soporta la cimentación y usualmente recuperable en caso de arcilla dura. Si luego la excavación continua en un estrato vulnerable al derrumbe, que puede ser un suelo arenolimoso con poco o casi nada de arcilla, esta funda se colocara conforme se avanza con la excavación hasta donde sea necesario. Con un equipo de hincado vibratorio para las fundas que servirán como protección ante desmoronamiento de terreno

Figura 5.6 Equipo de Hincado Vibratorio de funda.

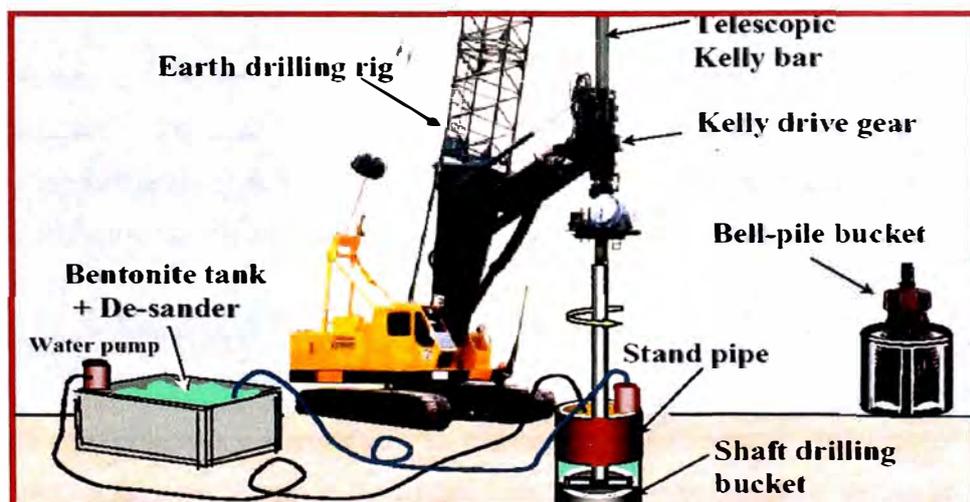


Fuente: www.gruponecs.com

La funda en un estrato totalmente permeable puede resultar de sacrificio. Si el estrato es un material con matriz arcillosa que por su naturaleza es estable no necesitar funda más aun si le sumamos el aporte entibador de lodo bentonítico usado en el procedimiento.

Este lodo bentonítico se inyecta paralelamente al pre excavado el que será lento para definir la orientación inicial. El lodo al rebosar elimina en suspensión los materiales sólidos de la excavación en un ciclo repetitivo hasta culminar.

Figura 5.7 Sistema de tanque Lodo Bentonítico 15 m³



Fuentes: Dr. Jorge Alva - Notas de Clase UNI - FIC

Este lodo deberá cumplir en densidad con lo estipulado en las especificaciones técnicas ($\rho = 1.05$), para evitar que el concreto se contamine con el lodo bentonítico o polimérico. , además que esta densidad permitirá ser desplazado por el concreto, ya que en el fondo de la columna se puede densificar dificultando ser desplazado.

Continúa la excavación colocándose fundas hasta donde sea requerido para garantizar la integridad del pilote. Esta decisión se tomara al analizar el estudio geotécnico y la verificación en sitio.

Cabe resaltar que el equipo de perforación viene provisto de herramientas tales como brocas y baldes que servirán dependiendo del tipo de terreno la extracción del material, es decir en caso de material cohesionados la broca extraerá un bloque atrapado del suelo, y si el material es suelto se cambiara el balde el cual extraerá el suelo.

La profundidad de excavación será verificada con un sonda mecánica y una vez comprobada se procederá a realizar la limpieza hasta dejar la excavación libre de sólidos y ocupada solo por lodo, el cual será desplazado por el concreto durante el vaciado.

Las características del pozo y del proceso de perforación quedan consignadas en el correspondiente protocolo (formato de control).

El tiempo de barrenado es una buena variable para la calidad del suelo según el estudio geotécnico. La cota de fondo de la excavación podrá ser modificada si la supervisión determina que el material de fundación encontrado no es apto o difiere de lo anticipado en el estudio de suelos del proyecto

COLOCACION DE ARMADURA DE ACERO

Concluida la perforación y habilitado la canastilla de refuerzo será colocado con ayuda de una grúa, se levanta la armadura en la excavación teniendo mucho cuidado con en la maniobra de izaje de no deformara la canastilla. Una vez colocada la armadura hasta el nivel indicado se asegura con un cable y una

barra adicional para que quede fija a la funda metálica durante todo el proceso de vaciado.

La armadura llevara unos rodillos de concreto a espaciamientos longitudinales no mayores de 1.50m y diametralmente opuesto dos a dos que garanticen el recubrimiento indicado en los planos. Estos rodillos serán colocados cuando las armaduras se encuentren a pie de obra y poco antes de colocarse en la excavación.

Se evitara el manipuleo de la canastilla de acero y de ser necesario su transporte se realizara con una maniobra adecuada para no deformarla y mantener la sección inicial especificada.

Figura 5.8: Maniobra de izaje de Armadura de las columnas de cimentación



Fuente: www.psv.com.pe – Obra puente Rubio

VACIADO DE CONCRETO

Antes de iniciar el vaciado se coloca el equipo tremie que consta de un embudo colocado sobre una plataforma que permita un proceso de vaciado y la tubería en una longitud de adecuada tal que pueda ser ligeramente mayor que la

excavación para dejara que el concreto pueda ascender desplazando el lodo betonítico del proceso de excavación., cada resaltar que en esta tubería estará como min +0.30 m del fondo de terreno de la columna de cimentación.

Colocada la tubería y embudo tremie se colocó la rejilla en la parte superior la cual evita el paso de elementos extraños al concreto diseñado. Antes del vaciado se colocara una pelota de plástico con un diámetro ligeramente menor al diámetro del tremie que flotara sobre el lodo dentro de la tubería cumpliendo una función de diafragma que separe el concreto del lodo hasta el momento de la colocación de la primera tanda de concreto.

A medida que continúa el vaciado y el concreto este ascendiendo se puede ir controlando para determinar si se retira tubería o no, es necesario que al retirar algunos tubos se verifique que el resto de la tubería quede por lo menos 1.0 mt dentro del concreto para asegurar la continuidad del pilote.

Terminado el proceso de vaciado y dejando el nivel de concreto fresco en la cota deseada se retira el tubería restante y el embudo para su lavado.

Se fundirá concreto plástico hasta una cota ligeramente mayor (aprox. +1.00 m) para realizar el posterior descabezado y garantizar un empalme estructural del pilote con la zapata.

Figura 5.9: Vaciado de concreto en columnas de cimentación



Fuente: www.psv.com.pe – Obra puente Rubio y Billinghurst

El vaciado será suministrado de una forma tal que asegure que su vaciado en cada pilote se realice sin interrupción. Es necesario que la mezcla tenga manejabilidad adecuada para que se pueda fluir contra las paredes de la excavación y entrar en cada cavidad.

Para evitar segregación y la formación de cangrejas se usara un concreto con aditivo plastificante asentamiento de 6" a 8" y una grava de tamaño máximo 3/4".

Además en el proceso de vaciado de concreto se debe efectuar el control de temperatura del concreto, donde los parámetros de control antes de ser vaciado corresponden para el concreto Tremie debe tener una temperatura máximo de 32°C . En el proceso de fragua a las 36 horas el concreto debe alcanzar como máximo 60°C

Figura 5.10: Control de temperatura del concreto.



Fuente: Obra Puente Billinghamts

Luego de fraguar el concreto vaciado en el último pilote y la aprobación de la supervisión se precede con el retiro del relleno provisional utilizado en la plataforma de trabajo, hasta la cota de fondo del solado de la estructura requerida.

DESCABEZADO DE PILOTES

Una vez retirado el material se procede con el descabezado de los pilotes hasta la cota especificada en los planos. Para la ejecución de esta partida se utilizara

martillo rompe pavimento hasta un nivel próximo a la cota de corte y se afinara mecánicamente con cincel y comba.

El descabezado se efectuara con cuidado para no dañar la armadura que quedar embebida en la estructura ni el concreto de la parte superior del pilote.

Con esta actividad culmina el procedimiento.

Figura 5.11: Descabezado de columnas de cimentación.



Fuente: Obra Puente Billinghamurts

5.2.2 Trabajos En Plataforma de Pilote en Agua

Una vez realizado los trabajos preliminares detallados ítems arriba se procede a ejecutar lo siguiente:

PERFORACION DE COLUMNAS DE CIMENTACION

Trazo Topográfico donde se limitaran los ejes de las estructuras a localizar, para localizar las excavaciones de pilotes se ejecutan de acuerdo con las coordenadas y cotas mostradas en los planos. La comisión de topografía localizará con estación total los ejes de los pilotes e indicará los niveles de terminado de los mismos.

Una vez que la primera línea de pilotes es localizada topográficamente, se aproximará empujada con un remolcador, la plataforma o embarcación de 300

toneladas de capacidad antes descrita, con las grúas, equipos y herramientas necesarias. Luego de la aproximación se procede al trabajo de anclaje de la embarcación, el que se realizará mediante un sistema de contrapesas colocadas aguas arriba y abajo de la plataforma, y que permiten su desplazamiento controlado hasta obtener cada punto de excavación con la precisión requerida.

Para cada sitio de perforación es necesario colocar una guía metálica soldada sobre el borde de la barcaza, con el fin de garantizar la verticalidad y la posición correcta de la camisa antes de iniciar la excavación. Cada camisa, cuya longitud ha sido previamente establecida con base en el estudio de suelos es hincada mediante un sistema de vibración. Las camisas tendrán un diámetro de 1.90 m y se construirán en lámina de 1/2" de espesor y una longitud aproximada de 18 m.

Para la excavación, inicialmente se hincará mediante un martillo vibrador un tramo de funda metálica de 12 m de longitud aproximadamente hasta donde se encuentre rechazo o se garantice estanqueidad en la tubería. De ser necesario se dejará una altura de camisa por encima de la lámina de agua de mínimo 1.0 m con el fin de realizar la soldadura del un segundo tramo. Este proceso se debe repetir cuantas veces sea necesario de acuerdo a la longitud de camisa requerida.

Figura 5.12: Proceso de excavación de Pilotes en Agua.



Fuente: Procedimiento Constructivo- Lainez Lozada.

Tener en cuenta las consideraciones descritas en el procedimiento de "Trabajos en plataforma de pilote en Tierra" ítem 7, Las excavaciones se realizarán con equipo mecánico y se estabilizarán mediante lodos con polímeros. En la mezcla

del polímero es necesario incrementar el PH del agua con aditivos , para obtener lodos de alta calidad y mejor manipulación, que no requieren tiempos de maduración y mejoran las propiedades físicas casi instantáneamente. Estos lodos serán biodegradables y ambientalmente amigables, para no contaminar las aguas del río y permiten además ser reutilizados.

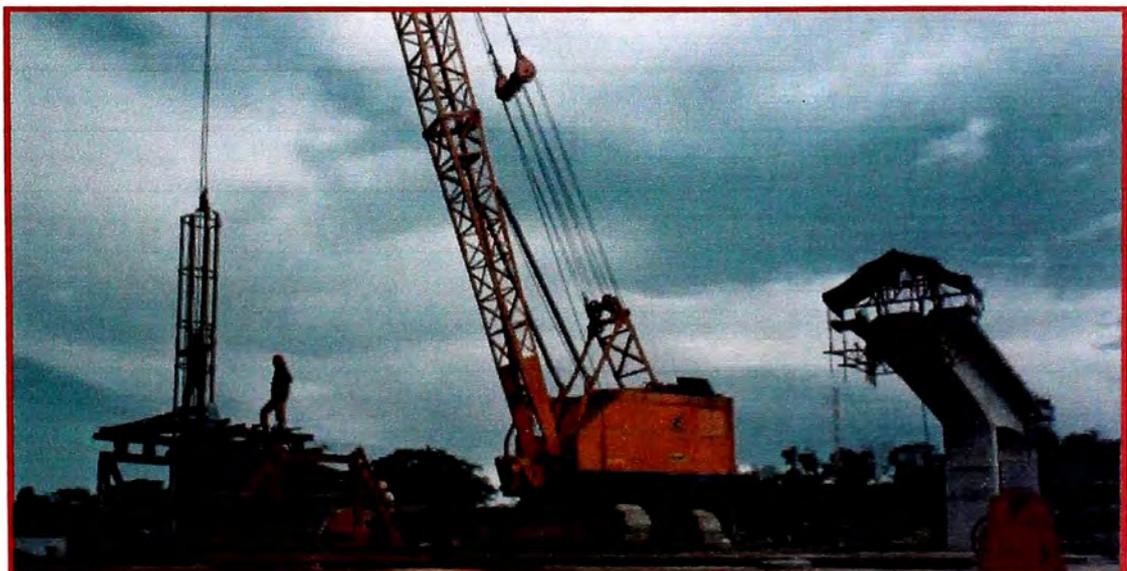
COLOCACION DE ARMADURA DE ACERO

Para las armaduras de canastas de refuerzo estas vendrán desde la margen izquierda del río. El transporte de la armadura hasta el sitio de colocación se detalla en el ítem 5.1.4

Antes de instalarse cada canasta, se debe verificar la profundidad de la excavación y la limpieza del fondo de la misma. La limpieza de los lodos suspendidos en el fondo del pilote se efectuará antes de meter la canasta mediante un sistema de aire o bomba tipo air-lift, como se dijo para prevenir que los lodos queden condensados en el fondo de la columna de cimentación.

Se garantizará además de la verticalidad y limpieza del acero, la rigidez de la canasta de refuerzo para que no se deforme durante la operación de izaje y colocación. Igualmente se utilizarán separadores de concreto para garantizar el recubrimiento especificado Es decir se seguirá con el procedimiento de “Trabajos en plataforma de pilote en Tierra”,

Figura 5.13: Colocación de canastas de refuerzo en pilotes.



Fuente: www.psv.com.pe – Obra puente Rubio

VACIADO DE CONCRETO

Para el colocado del concreto este vendrá desde la margen izquierda del río. El transporte de los camiones mixer hasta el sitio de colocación se detallan en el ítem 5.1.4.

Por requisitos de diseño, los pilotes pre-excavados en agua serán vaciados con concreto de 210 kg/cm², con utilización de cemento Pórtland tipo 1 o 1P. Es necesaria para la fundición la utilización del embudo y tubería tipo tremie. Es decir se seguirá con el procedimiento de “Trabajos en plataforma de pilote en Tierra”, por lo tanto el concreto cumplirá con las características acordes con este sistema.

Una vez instalada la tubería para fundición, se debe verificar tanto la longitud de tubería como su taponamiento en la parte inferior con el fin de que se produzca el sello y la adecuada colocación del concreto el cual debe fluir de forma ascendente. Iniciada la colocación de la tubería se deberá verificar constantemente su longitud, para poder determinar los cortes de esta, garantizando que permanezca embebida en el concreto durante la fundición. Cuando sea necesario retirar tramos de tubería tremie esta debe quedar al menos 2 metros embebida en el concreto ascendente con el fin de garantizar su sello y evitar un posible corte por presencia de agua en el concreto.

Figura 5.14: Columnas de cimentación en el agua.



Fuente: Obra Puente Billingham

Una vez alcanzado el nivel superior de fundición de los pilotes, la colocación de concreto debe continuar hasta que se logre desalojar por completo el concreto fresco contaminado con material de excavación y polímero, consiguiendo así un más fácil descabece de los elementos al retirar el material contaminado antes de que fragüe. Para este fin se dejará en la camisa una abertura a 1 m por encima de la cota teórica de fundición por donde se desalojará el concreto contaminado. Terminada la fundición se hará la limpieza del acero de refuerzo del pilote que quedará embebido en la zapata. Se garantizará luego de la fundición la humedad permanente de la cara superior expuesta del pilote. Además de los controles de calidad de concreto descritos en el otro procedimiento.

DESCABEZADO DE PILOTES

Para la ejecución de esta partida se utilizara martillo rompe pavimento hasta un nivel próximo a la cota de cabeza de los pilotes y se afinara mecánicamente con cincel y comba.

El descabezado se efectuara con cuidado para no dañar la armadura que quedar embebida en la estructura ni el concreto de la parte superior del pilote.

Con esta actividad culmina el procedimiento.

CONCLUSIONES

- En la cimentación profunda de un puente es mas efectiva la utilización de pilotes pre excavados, debido a la rapidez de su proceso.
- Se determinó dos sectores de trabajo, una en contacto con el agua y la otra en seco, debiendo realizar la primera en época de estiaje.
- La utilización de esta tecnología constructiva permite una solución rápida en campo cuando se encuentra un estrato resistente y/o obstáculo ya que se puede utilizar otros accesorios que faciliten la trituración del obstáculo o suelo duro.
- El procedimiento constructivo de pilotes pre excavados permite observar la estratigrafía real a lo largo de toda la longitud del pilote, incluso es posible ejecutar ensayos de Mecánica de Suelos durante la excavación.
- La prueba de carga dinámica permite correlacionar la resistencia estática y dinámica del pilote, ya que este método registra los parámetros de la respuesta del pilote.
- En pilote excavado se puede ensayar con prueba dinámica que es un método rápido de ensayo de carga, ya que se realizan con una mayor rapidez, menor costo y la misma fiabilidad.
- De los tres métodos de integridad estructural (Sónico, Ultra sónico, Dinámico), el más usado en el mercado por su economía y rapidez, es el método sónico, pero este a su vez sirve sólo como control en la calidad del pilote.

RECOMENDACIONES

- Se debe tener un personal técnico de experiencia en obra que realice el control tanto de su producto terminado en taller o en planta es en la verificación de la instalación en obra. Este deberá hacer cumplir lo indicado en el expediente técnico, así como las sugerencias en el plan de trabajo, por lo cual todas las actividades realizadas en obras serán registradas en protocolos en medio físico con la firma de los responsables en obra.
- Los trabajos en contacto con el agua se deberán de realizar en las épocas de estiaje y las de contacto en suelo en cualquier época del año, teniendo como prioridad de inicio las épocas de estiaje.
- Una vez concluido con el vaciado de la columnas de cimentación se debe de realizar una prueba de integridad estructural en el pilote, por el método sónico ya que es uno de los mas usado en el mercado. Para cada uno de los pilotes instalados, estas pruebas deberán estar incluidas en el presupuesto, pero recomienda el método ultrasónico para grandes diámetros como es el presente caso.
- Antes de la ejecución de las columnas de cimentación se deben de realizar pruebas de carga estática en todos los ejes, poco incidente en referencia al monto total del mismo.
- Es indispensable cumplir estrictamente con la ubicación de las columnas de cimentación en cada eje y distribución del mismo donde se encuentren, además chequear la verticalidad de la excavación con el equipo a realizar.
- Se debe tener principal cuidado en el vaciado de concreto de las columnas de cimentación rigiéndose en el colocado de embudo y la tubería Tremie y después en el desmontaje de la tubería según se vaya avanzado con el nivel de vaciado de abajo hacia arriba por desplazamiento del concreto, por lo que la tubería como mínimo debe quedar embebida en el concreto 1m.

- Las pruebas de carga estática se realizarán tanto en compresión como en tracción, cargando su costo al proyecto.
- Para garantizar el éxito en los ensayos de integridad de pilotes son tres los requisitos básicos: Equipos de un adecuado nivel tecnológico, con el respaldo de centros internacionales de I+D de reconocido prestigio y experiencia. Operadores expertos en el manejo de los equipos y en las tecnologías geotécnicas, siendo indispensable para ello una titulación universitaria en geología o ingeniería civil. Supervisores especialistas expertos en la interpretación de ensayos, con formación, actualizada permanentemente en contacto con las fuentes origen de la tecnología y con la práctica de ensayos.

BIBLIOGRAFÍA

- ASTM International; American Society for Testing and Materials
Norma ASTM D4995-96 - Método de Ensayo Dinámico
Norma ASTM 1143-98T - Método de Ensayo Estático.
100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA, 19428-2959
USA
- Braja M. Das
Principio de Ingeniería de Cimentaciones
5 ta Edición Thomson Editores, S.A. México DF, 2006
- <http://pdi.com.br/index.htm>
Empresa PDI Ingeniería “Especialistas en ensayo dinámicos”
Febrero 2006, Brasil.
- <http://www.fernandeztadeo.com/index.htm>
Empresa Carlos Fernández Tadeo & Asociados, S.L. CFT & ASOC
Noviembre 2007, Rosellón 340, 08025 Barcelona (España).
- <http://www.mypfundaciones.com/index.php>
Empresa MyP Fundaciones Especiales SA
Peredo 160 - PB - CP. X5000BTD Córdoba - Argentina
- <http://www.psv.com.pe/psv.htm>
Empresa PSV Constructores SA, Construcción Civil y Montaje
Enero 2003, Calle Los Zorzales 160 – 2do Piso. Urb. El Palomar. San Isidro.
Lima.
- <http://www.grupogloria.com/yura.html>
Empresa Yura SA – División Concretos.
Av. General Diez Canseco 527, Arequipa – Perú
- <http://www.gruponecs.com/index.html>
Empresa Grupo Necs Cimentaciones, Especializada en cimentación profunda

2005, Presa del Fuerte, lote 92 Col. Recursos Hidráulicos Tultitlan Edo.
México

- Foundation dation design
Donald P. Coduto
Prentice Hall, Upper Saddle River, New Yercy 07458, January 2001

- MTC: Expediente Técnico – Laínez Lozada
Puente “Presidente Guillermo Billinghurst”
Año 2005, Lima – Perú

- Reglamento Nacional de Edificaciones
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento
Año 2005, Lima – Perú

ANEXOS

ANEXO 1: Descripción de Equipos y Maquinarias

▪ GRUAS

Las grúas son equipos auxiliares para la ejecución de obras en cuanto a maniobras de trabajos de perforación, colocación de armados, así como para el hincado de pilotes con martillos y vibro-hincadores.

El rango de capacidad y especificaciones de algunas máquinas son las siguientes:

CARRIER: Montada en orugas

PESO:	35 - 65 ton.
ANCHO DE ACCESO:	3.20 - 4.00 m
CAPACIDAD:	20 - 70 ton.
ALTURA DE PLUMA:	15 - 30 m .

▪ PERFORADORA HIDRAULICA

Las perforadoras hidráulicas son equipos multifuncionales diseñados para la ejecución de obras de pilotaje capaces de utilizar técnicas de trabajo distintas.

El rango de capacidad y especificaciones de algunas máquinas son las siguientes:

PORTADOR:	Montada en orugas
PESO:	25 - 60 ton.
TORQUE:	10,000-18,000 kNm.
PROFUNDIDAD:	0 - 45 m .
MAX. DIÁMETRO:	60 - 200 cm .
MATERIAL:	Dificultad media - alta
ALTURA DE TORRE:	13.60 - 20.50 m
ANCHO DE ACCESO:	3.60 - 4.00 m
Alcance al Centro:	3.50 - 4.40 m

▪ VIBRO-HINCADORES

Los vibro-hincadores son equipos muy versátiles diseñados para la ejecución de obras de pilotaje en suelos blandos y arenosos. Son equipos para introducir ademes metálicos en pilas o para el hincado de pilotes, entre otras muchas cosas.

El rango de capacidad y especificaciones de esta son las siguientes:

PESO: 9,120 kg .
POTENCIA: 193 / 262 kW / HP
MOMENTO EXCÉNTRICO: 30 m . kg
FRECUENCIA MÁX.: 28 / 1700 hz / rpm
MATERIAL: Dificultad media - alta

▪ PERFORADORAS MONTADAS EN GRUA

Las perforadoras montadas en grúa son equipos muy versátiles diseñados para la ejecución de obras de pilotaje en todo tipo de suelo (a excepción de roca). Son equipos de gran capacidad y rapidez que proporcionan una solución práctica para volúmenes grandes y medianos.

El rango de capacidad y especificaciones de nuestras máquinas son las siguientes:

PORTADOR:	Montada en grúa
PESO:	8 - 16 ton.
TORQUE:	10,000 - 21,000 kNm.
PROFUNDIDAD:	0 - 50 m .
MAX. DIÁMETRO:	60 - 250 cm .
MATERIAL:	Dificultad media - alta
ALTURA DE TORRE:	altitud de grúa
ALCANCE CENTRO:	AL 4.80 m .

LODO BENTONITICO

El lodo bentonítico es una mezcla de bentonita con agua; es un tipo de arcilla *montmorillonítica* de muy alto límite líquido. Esto implica que a pesar de que se le añade mucha agua, la mezcla no pierde estabilidad o consistencia.

Los lodos bentoníticos tienen una propiedad muy importante, que los hacen muy útiles en construcción. Cuando un lodo bentonítico es amasado sin que se produzca variación de agua, pierde resistencia, comportándose como un fluido. Sin embargo, vuelve a adquirir esta resistencia una vez que entra en reposo.

Aplicaciones de lodo bentonítico

La principal aplicación de lodo bentonítico está vinculada a las excavaciones. Cuando se está excavando una zanja, el lodo bentonítico evita que se produzcan desprendimientos en la misma.

Durante la excavación de la zanja, el lodo va llenándola: al estar en continuo movimiento, tiene poca consistencia, y se comporta como un fluido. Sin embargo, cuando se deja de remover, la viscosidad de los lodos bentoníticos aumenta, adquiriendo la resistencia necesaria como para evitar que las paredes de la excavación caigan.

Además, en terrenos flojos en los que se producirían desprendimientos, los lodos bentoníticos se introducen por los poros del terreno, formando el *cake*, que es una mezcla de la arena o grava del terreno, con la arcilla de la bentonita. Este *cake* le confiere al terreno de las paredes de la excavación una mayor cohesión.

Cuando el lodo bentonítico se emplea en excavaciones, suele servir para extraer los detritus del terreno. Esto se consigue recirculando constantemente. Por ello, se hace necesaria una limpieza del mismo, eliminando los restos de detritus que contenga al extraerlo de la zanja.

ANEXO 2: Normas ASTM Internacional

Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load¹

This standard is issued under the fixed designation D 1143; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

This test method has been approved for use by agencies of the Department of Defense. Consult the DoD Index of Specifications and Standards for the specific year of issue which has been adopted by the Department of Defense.

^{ε1} NOTE—Section 10 was added editorially in May 1994.

INTRODUCTION

This standard has been prepared to cover routine methods of testing to determine if a pile has adequate bearing capacity. The provisions permit the introduction of more detailed requirements and procedures when required to satisfy the objectives of the test program. While the procedures herein produce a relationship between applied load and pile settlement, the results may not represent long-term performance.

1. Scope

1.1 This test method covers procedures for testing vertical or batter piles individually or groups of vertical piles to determine response of the pile or pile group to a static compressive load applied axially to the pile or piles within the group. This test method is applicable to all deep foundation units that function in a manner similar to piles regardless of their method of installation. This test method is divided into the following sections:

	Section
Referenced Documents	2
Apparatus for Applying Loads	3
Apparatus for Measuring Movements	4
Loading Procedures	5
Procedures for Measuring Pile Movements	6
Safety Requirements	7
Report	8
Precision and Bias	9

1.2 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard.

NOTE 1—Apparatus and procedures designated “optional” are to be required only when included in the project specifications or if not specified, may be used only with the approval of the engineer responsible for the foundation design. The word “shall” indicates a mandatory provision and “should” indicates a recommended or advisory provision. Imperative sentences indicate mandatory provisions. Notes, illustrations, and appendixes included herein are explanatory or advisory.

NOTE 2—This test method does not include the interpretation of test results or the application of test results to foundation design. See Appendix XI for comments regarding some of the factors influencing the interpretation of test results. A qualified geotechnical engineer should interpret the test results for predicting pile performance and capacity. The term “failure” as used in this method indicates rapid progressive settlement of the pile or pile group under a constant load.

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.11 on Deep Foundations.

Current edition approved March 2, 1981. Published May 1981. Originally published as D 1143 - 50 T. Last previous edition D 1143 - 74.

1.3 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

- 2.1 *ASTM Standard:*
D 3689 Method of Testing Individual Piles Under Static Axial Tensile Load²
- 2.2 *American National Standards Institute Standard:*
B30.1 Safety Code for Jacks³

3. Apparatus for Applying Loads

3.1 General:

3.1.1 The apparatus for applying compressive loads to the test pile or pile group shall be as described in 3.3, 3.4, or 3.5 or as otherwise specified and shall be constructed so that the loads are applied to the central longitudinal axis of the pile or pile group to minimize eccentric loading. Paragraph 3.3 is suitable for applying axial loads to individual vertical or batter piles; 3.4 and 3.5 are suitable for applying vertical loads only.

NOTE 3—When a pile group is subject to vertical test loads, cap rotations and horizontal displacements could occur. The occurrence of such movements and the necessary reactions to resist such movements if they are prohibited should be considered when designing and constructing the loading apparatus for the group test.

NOTE 4—If it is not feasible to apply axial test loads to a batter pile, the results of a test on a similar nearby vertical pile generally may be used to evaluate the axial bearing capacity of the batter pile.

² *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.08.

³ Available from American National Standards Institute, 1430 Broadway, New York, NY 10018.

3.1.2 Where feasible, the immediate area of the test pile or pile group shall be excavated to the proposed pile cut-off elevation. The test pile(s) shall be cut off or built up to the proper grade as necessary to permit construction of the load-application apparatus, placement of the necessary string, and instrumentation equipment, and observation of the instrumentation. Where necessary, the unsupported length of the test pile(s) shall be braced to prevent buckling without influencing the test results.

3.1.3 If the head of the pile has been damaged during driving, the damaged portion shall be removed prior to the test. For tests on pile groups, the piles shall be capped with a reinforced concrete cap designed and constructed in accordance with accepted engineering practice for the anticipated loads.

NOTE 5—Consideration should be given to providing a nominal clearance between the cap and the ground surface to eliminate any support offered by the soil under short-term loading. A properly constructed steel grillage may serve as an adequate pile cap for testing purposes.

3.1.4 In 3.3 and 3.4 and for a test on an individual pile in 3.5 a steel bearing plate(s) (test plate(s)) of sufficient thickness to prevent it from bending under the loads involved (but not less than 2 in. (50 mm)) shall be centered on the pile or pile cap and set perpendicular to the longitudinal axis of the pile or piles within the group, except that for tests on pile groups involving the use of two or more separate loading points, a test plate shall be used at each loading point and such plates shall be arranged symmetrically about the centroid of the group. For tests on individual piles, the size of the test plate shall be not less than the size of the pile butt nor less than the area covered by the base(s) of the hydraulic jack(s); for tests on pile groups, the size of the test plate(s) shall be not less than twice the area covered by the base(s) of the hydraulic jack(s).

3.1.5 For tests on precast or cast-in-place concrete piles or pile groups, the test plate when used shall be set in high-strength quick-setting grout. For tests on individual steel H-piles, the test plate shall be welded to the pile. For tests on individual timber piles, the test plate may be set directly on the top of the pile which shall be sawed off to provide full bearing for the test plate or, alternatively, the test plate may be set in high-strength quick-setting grout.

3.1.6 In 3.3 and 3.4, the hydraulic jack(s) shall be centered on the test plate(s) with a steel bearing plate of adequate thickness between the top(s) of the jack ram(s) and the bottom(s) of the test beam(s). If a load cell(s) or equivalent device(s) is to be used, it shall be centered on the bearing plate above the ram(s) with another steel bearing plate of sufficient thickness between the load cell(s) or equivalent device(s) and the bottom(s) of the test beam(s). Bearing plates shall be of sufficient size to accommodate the jack ram(s) and the load cell(s) or equivalent device(s) and properly bear against the bottom(s) of the test beam(s).

3.1.7 In 3.5 for tests on pile groups a test plate may be used in accordance with the appropriate provisions of 3.1 or, alternatively, the test beam(s) may be set directly on the pile top or the loading material applied directly on the cap. Test rams set directly on the cap shall obtain full bearing using high-strength quick-setting grout, if necessary.

3.2 Testing Equipment:

3.2.1 Hydraulic jacks including their operation shall conform to ANSI B30.1.

3.2.2 Unless a calibrated load cell(s) is used, the complete jacking system including the hydraulic jack(s), hydraulic pump, and pressure gage shall be calibrated as a unit before each test or series of tests in a test program to an accuracy of not less than 5 % of the applied load. The hydraulic jack(s) shall be calibrated over its complete range of ram travel for increasing and decreasing applied loads. If two or more jacks are to be used to apply the test load, they shall be of the same ram diameter, connected to a common manifold and pressure gage, and operated by a single hydraulic pump.

NOTE 6—If it is not feasible to calibrate the complete jacking system as a unit, the pressure gage may be calibrated independently, in which case the jack piston(s) should be measured to verify the area(s).

3.2.3 When an accuracy greater than that obtainable with the jacking system is required, a properly constructed load cell(s) or equivalent device(s) shall be used in series with the hydraulic jack(s). Load cell(s) or equivalent device(s) shall be calibrated prior to the test to an accuracy of not less than 2 % of the applied load and shall be equipped with a spherical bearing(s).

3.2.4 If the hydraulic jack pump is to be left unattended at any time during the test, it shall be equipped with an automatic regulator to hold the load constant as pile settlement occurs.

3.2.5 Calibration reports shall be furnished for all testing equipment for which calibration is required, and shall show the temperature at which the calibration was done.

NOTE 7—Considerations should be given to employing a dual load-measuring system (gage and load cell) to provide as a check and as a back-up in case one system malfunctions. Hydraulic jack rams should have sufficient travel to provide for anticipated pile settlements, deflections of the test beam, and elongation of connections to anchoring devices with 3.3. The use of a single high-capacity jack is preferred to the use of multiple jack(s). If a multiple jacking system is used, each jack should be fitted with a pressure gage (in addition to the master gage) in order to detect malfunctions.

3.3 Load Applied to Pile or Pile Group by Hydraulic Jack(s) Acting Against Anchored Reaction Frame (See Figs. 1 and 2):

3.3.1 Install a sufficient number of anchor piles or suitable anchoring device(s) so as to provide adequate reactive capacity and a clear distance from the test pile or pile group at least five times the maximum diameter of the largest anchor or test pile(s) but not less than 7 ft (2 m). When testing individual batter piles, the anchor piles shall be battered in the same direction and angle as the test pile.

3.3.2 Center over the test pile or pile group a test beam(s) of sufficient size and strength to avoid excessive deflection under load with sufficient clearance between the bottom flange(s) of the test beam(s) and the top of the test pile or pile group to provide for the necessary bearing plates, hydraulic jack(s) (and load cell(s) if used). When applying axial loads to an individual batter pile, the test beam(s) should be oriented perpendicular to the direction of batter. For test loads of high magnitude requiring several anchors, a steel framework may be required to transfer the applied loads from the test beam(s) to the anchors.

3.3.3 Attach the test beam(s) (or reaction framework if used) to the anchoring devices with connections designed to

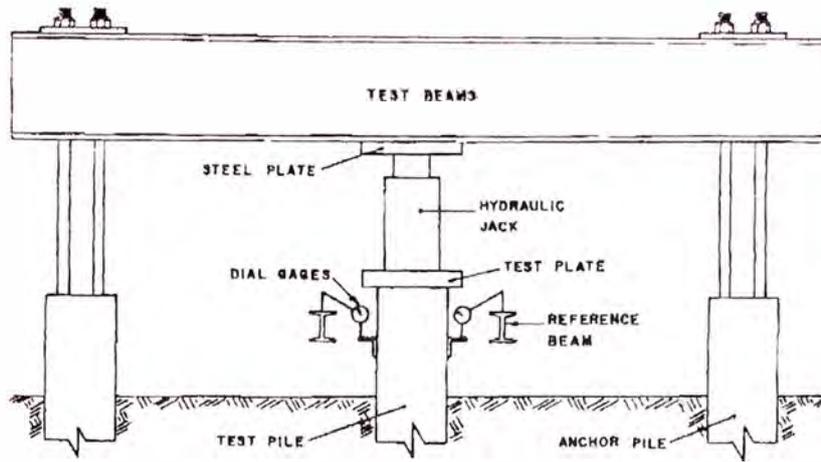
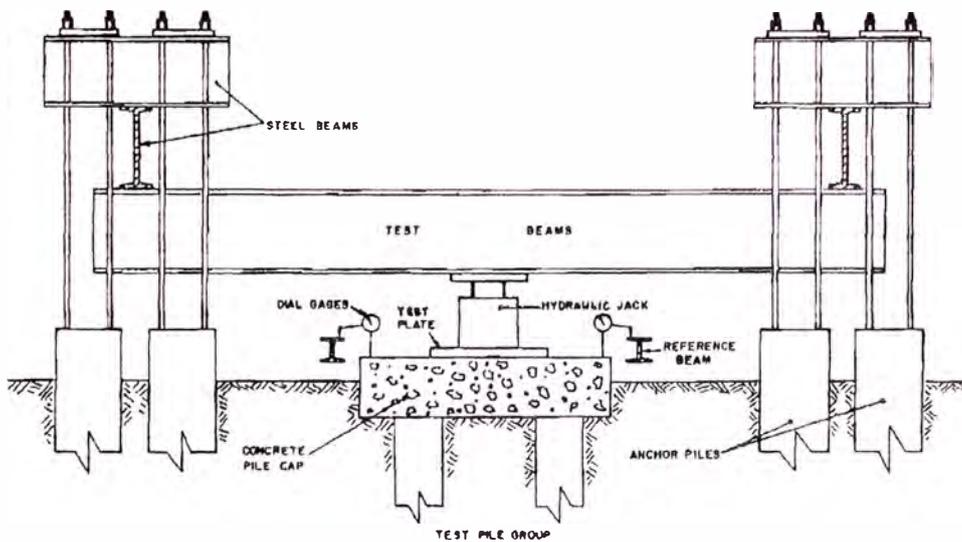


FIG. 1 Schematic Set-Up for Applying Loads to Pile Using Hydraulic Jack Acting Against Anchored Reaction Frame



Methods shown in Figs. 3 and 4 could be used.

FIG. 2 Typical Arrangement for Applying Load Test to Pile Group Using Method Illustrated in Fig. 1

adequately transfer the applied loads to the anchors so as to prevent slippage, rupture or excessive elongation of the connections under maximum required test load.

3.3.4 Apply the test load in accordance with the standard loading procedure 5.1 or as otherwise specified to the test pile or pile group with the hydraulic jack(s) reacting against the test beam(s).

3.4 *Load Applied to Pile or Pile Group by Hydraulic Jack(s) Acting Against a Weighted Box or Platform* (See Fig. 3):

3.4.1 Center over the test pile or pile group a test beam(s) of sufficient size and strength to avoid excessive deflection under load allowing sufficient clearance between the top of the test pile or pile cap and the bottom(s) of the beam(s) after deflection under load to accommodate the necessary bearing plates, hydraulic jack(s) (and load cell(s) if used). Support the

ends of the test beam(s) on temporary cribbing or other devices.

3.4.2 Center a box or platform on the test beam(s) with the edges of the box or platform parallel to the test beam(s) supported by cribbing or piles placed as far from the test pile or pile group as practicable but in no case less than a clear distance of 5 ft (1.5 m). If cribbing is used, the bearing area of the cribbing at ground surface shall be sufficient to prevent adverse settlement of the weighted box or platform.

3.4.3 Load the box or platform with any suitable material such as soil, rock, concrete, steel, or water-filled tanks with a total weight (including that of the test beam(s) and the box or platform) at least 10 % greater than the anticipated maximum test load.

3.4.4 Apply the test loads to the pile or pile group in accordance with the standard procedure in 5.1 or as other-

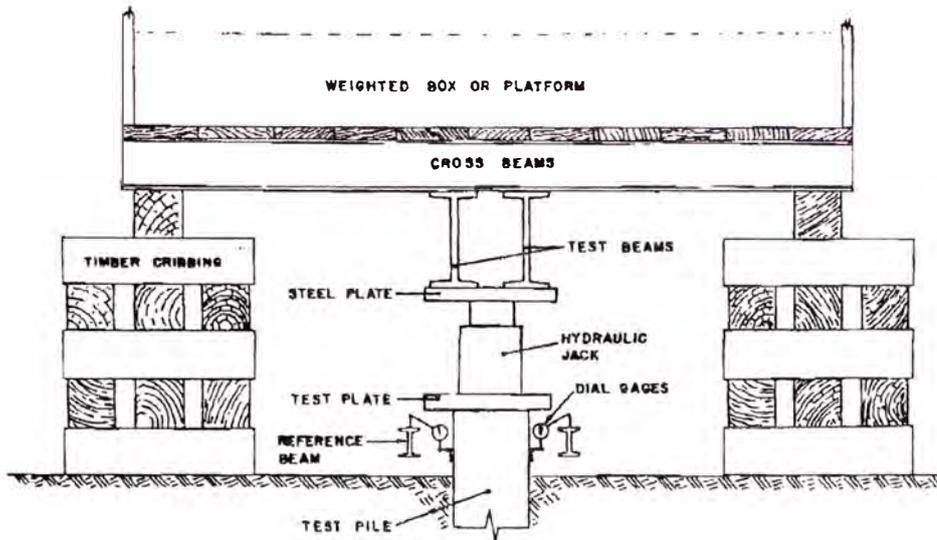


FIG. 3 Schematic Set-Up for Applying Loads to Pile Using Hydraulic Jack Acting Against Weighted Box or Platform

... specified with the hydraulic jack(s) reacting against the ... beam(s).

3.5 Load Applied Directly to the Pile or Pile Group with Known Weights (See Figs. 4, 5, and 6):

3.5.1 Center on the test plate or pile cap a test beam(s) of known weight and of sufficient size and strength to avoid excessive deflection under load with the ends supported on temporary cribbing if necessary to stabilize the beam(s). Alternatively the known test weights or loading material may be applied directly on the pile or pile cap.

3.5.2 Center and balance a platform of known weight on the test beam(s) or directly on the pile cap with overhanging edges of the platform parallel to the test beam(s) supported by cribbing or by piles capped with timber beams, so that a clear distance of not less than 5 ft. (1.5 m) is maintained between the supports and the test pile or pile group.

3.5.3 Place sufficient pairs of timber wedges between the top of the cribbing or timber cap beams and the bottom

edges of the platform so that the platform can be stabilized during loading or unloading.

3.5.4 When ready to load the platform, remove any temporary supports at the ends of the test beam(s) and tighten the wedges along the bottom edges of the platform so that the platform is stable. Load the platform in accordance with the standard loading procedures in 5.1 or as otherwise specified using material such as steel or concrete so that the weight of incremental loads can be determined within 5 %.

NOTE 8—With the loading apparatus described in 3.5, provisions can be made for taking target rod level readings directly on the center of the pile butt or pile cap or center of the test plate to measure pile butt movements in 4.2.3. For tests on concrete piles, or on pile groups, a hole would be required in the center of the test plate through which would extend a steel pin embedded in the top of the pile or pile cap. For tests on steel H or timber piles, readings would be taken on the test plate. To accommodate the target rod, a double test beam must be used with sufficient space between the beams and a hole must be left through the platform. To permit sighting on the target rod it may be necessary to leave a space between the test weights in line with the line of sight.

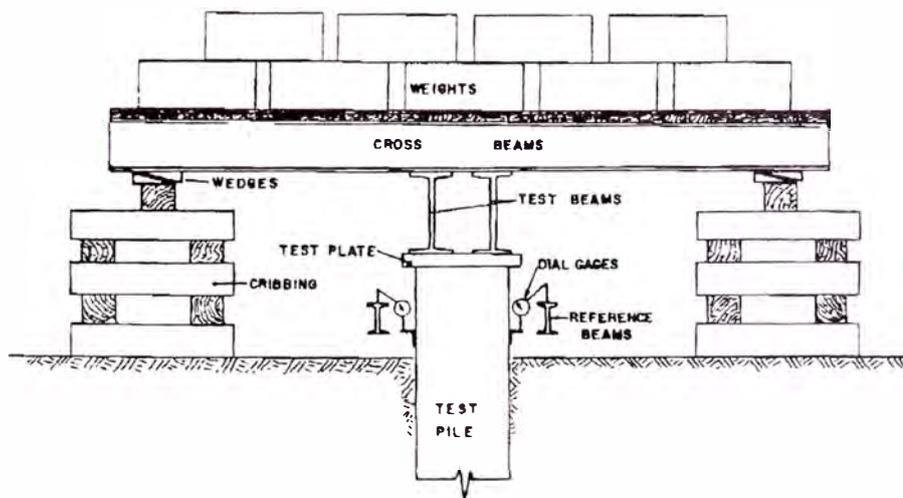


FIG. 4 Schematic Set-Up for Applying Loads Directly to Pile Using Weighted Platform

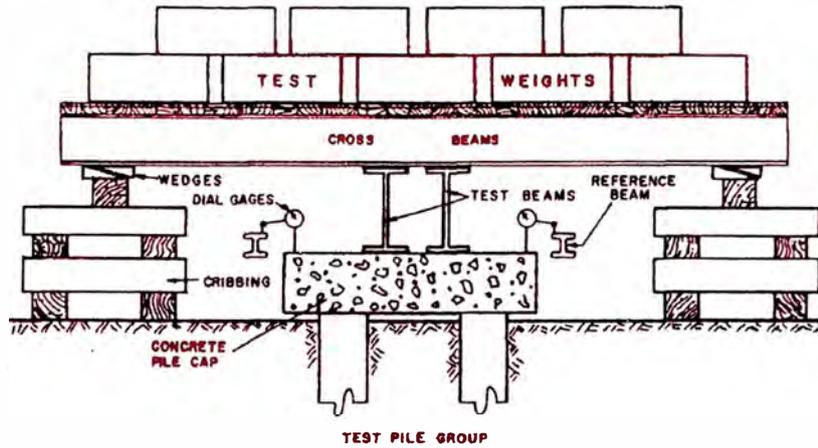


FIG. 5 Possible Arrangement for Applying Load Test to Pile Group Using Weighted Platform

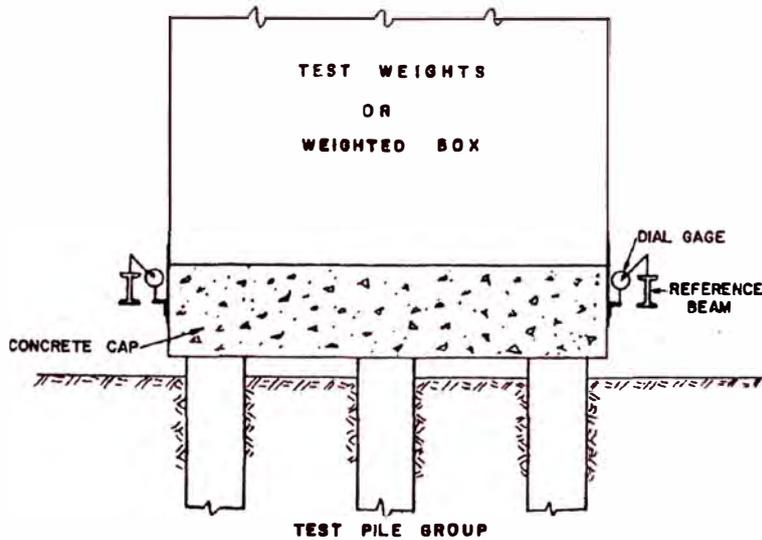


FIG. 6 Arrangement for Applying Tests Loads Directly on Pile Cap for Group Tests

3.6 Other Types of Loading Apparatus (Optional)—Any other type of loading apparatus satisfying the basic requirements of 3.3 or 3.4 may be used.

4. Apparatus for Measuring Movement

4.1 General:

4.1.1 All reference beams and wires shall be independently supported with supports firmly embedded in the ground at a clear distance of not less than 8 ft (2.5 m) from the test pile or pile group and as far as practical from the anchor piles or cribbing. Reference beams shall be sufficiently stiff to support additional load in case that excessive strains in readings of each beam shall be avoided.

horizontally as the beam length changes with temperature variations.

4.1.2 Dial gages shall have at least a 2-in. (50-mm) travel; longer gage stems or sufficient gage blocks shall be provided to allow for greater travel if anticipated. Except as required in

4.4.2, gages shall have a precision of at least 0.01 in. (0.25 mm). Smooth bearing surfaces (such as glass) perpendicular to the direction of gage-stem travel shall be provided for the gage stems. Scales used to measure pile movements shall read to 1/64th of an inch or to 0.01 in. (0.25 mm). Target rods shall read to 0.001 ft (0.3 mm).

4.1.3 All dial gages, scales and reference points shall be clearly marked with a reference number or letter to assist in recording data accurately. Provisions shall be made to protect the measuring system, reference system, and instrumentation from adverse temperature variations and from disturbance. All gages, scales, or reference points attached to the test pile or pile cap shall be mounted so as to prevent movement relative to the test pile or pile cap during the test.

4.2 Pile Butt Axial Movements (See Fig. 7)—The apparatus for measuring axial movement of the butt of the test pile or piles within the group shall consist of a primary and secondary system in accordance with the following methods.

NOTE 9—Two separate measuring systems are required in order to have a check on the observed data, to provide for accidental disturbance

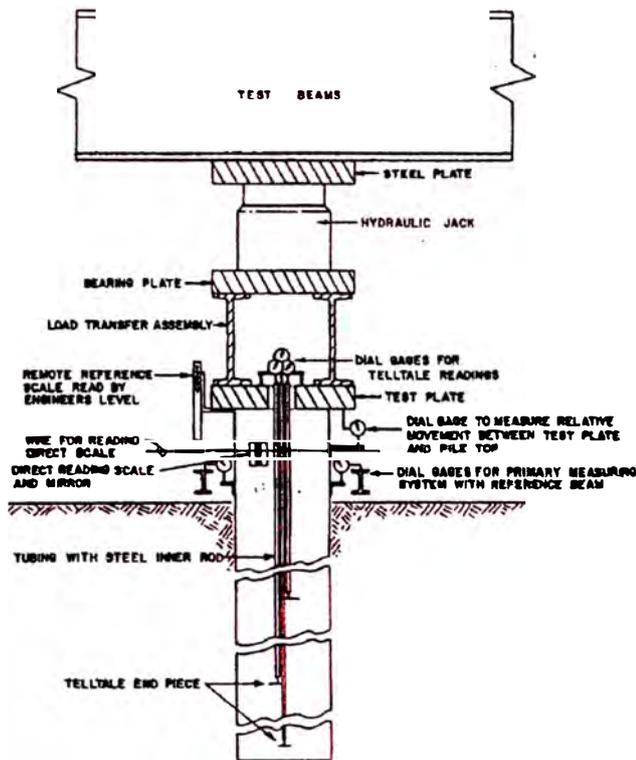


FIG. 7 Possible Arrangement of Instrumentation for Measuring Vertical Movements of Pile

of the measuring system, and to permit continuity of data in case it becomes necessary to reset the gages or scales.

4.2.1 *Dial Gages*—Two parallel reference beams, one on each side of the test pile or pile cap, shall be oriented in a direction that permits placing their supports as far as practicable from anchor piles or cribbing. A minimum of two dial gages shall be mounted on the reference beams approximately equidistant from the center of and on opposite sides of the test pile or pile cap with stems parallel to the longitudinal axis of the pile(s) and bearing on lugs firmly attached to the sides of the pile or pile cap below the test plate. Alternatively, the two dial gages shall be mounted on opposite sides of the test pile or pile cap below the test plate with stems parallel to the longitudinal axis of the pile(s) and bearing on lugs firmly attached to the reference beams. However, gages may be mounted to bear on the top of the pile cap or on the test plate provided that two additional gages shall be mounted on opposite sides of the test plate to measure relative movements between the test plate and the pile or pile cap (see Fig. 7). For tests on individual batter piles, the dial gages shall be mounted along a line perpendicular to the direction of batter.

NOTE 10—The use of four dial gages mounted 90° apart is recommended to compensate for lateral movement or rotation of the pile butt due to accidental eccentric loading.

NOTE 11—For tests on batter piles, it is recommended that a dial gage be mounted in line with the direction of batter through the center of the test pile with the gage stem perpendicular to the longitudinal axis of the pile and bearing against a lubricated glass plate to measure lateral movements.

4.2.2 *Wire, Mirror, and Scale*—Two parallel wires, one on each side of the test pile or pile cap, shall be oriented in a direction that permits placing the wire supports as far as practicable from anchor piles or cribbing. Each wire shall pass across and be clear of the face of a scale that is mounted parallel to the axis of the test pile or piles within the group and that is attached to a mirror fixed to the test pile or pile cap so that consistent readings of axial movement can be made directly from the scale by lining up the wire and its image in the mirror. The wire shall be not more than 1 in. (25 mm) from the face of the scale. A suitable method shall be used to maintain tension in the wires throughout the test so that when plucked or tapped, the wire will return to its original position. Piano wire or equivalent type shall be used.

4.2.3 *Surveyor's Level or Laser Beam*—Readings using a surveyor's level or laser beam shall be taken on a target rod or a scale and shall be referenced to a permanent bench mark located outside of the immediate test area or, alternatively, the surveyor's level shall be mounted on an object of fixed elevation (for example a driven pile) outside of the immediate test area. Reference points or scales used in taking settlement readings shall be mounted on the sides of the test pile or pile cap and located on opposite sides except that reference points may be on top of the pile cap or readings may be taken on a single fixed point in the center of the test pile top, test plate or pile cap or on scales mounted on the test plate provided that relative movements between the test plate and the top of the pile are measured in accordance with 4.2.1 (see Fig. 7).

4.2.4 *Other Types of Measuring Apparatus (Optional)*—Any other type of measuring device such as electric or optical gages of proven reliability and that yield an accuracy of 0.01 in. (0.25 mm) may be used.

4.3 *Lateral Movements (Optional)*—The lateral movements of the top of the test pile or pile group shall be measured to an accuracy of 0.1 in. (2.5 mm) using either of the following methods: (a) two dial gages mounted on the reference beam 90° apart with their stems perpendicular to the longitudinal axis of the test pile(s) and bearing against the sides of the test pile or pile cap, or (b) an engineer's transit reading from fixed positions scales mounted horizontally on the sides of the test pile or pile cap 90° apart with readings referenced to fixed foresights or backsights. For tests on batter piles, one of the gages or scales shall be oriented in the direction of the batter.

4.4 *Incremental Strain Measurements (Optional)*:

4.4.1 The test pile(s) shall be instrumented as specified to determine distribution of load transfer from the pile to the soil. If strain rods or telltales (see Figs. 7, 8, 9, and 10) are used, they shall be installed in or on the test pile terminating at the pile tip and at other points along the pile as required and shall be sheathed or encased to insure free movement of the rods during the test. The influence of the sheathing on the elastic properties of the pile section shall be considered. If electric resistant strain gages are used, the gage type and installation shall be as specified and shall include temperature compensating gages.

NOTE 12—Where feasible, measurement programs involving strain gages should include calibration of the fully instrumented pile and a complete strain history starting before the pile is installed.

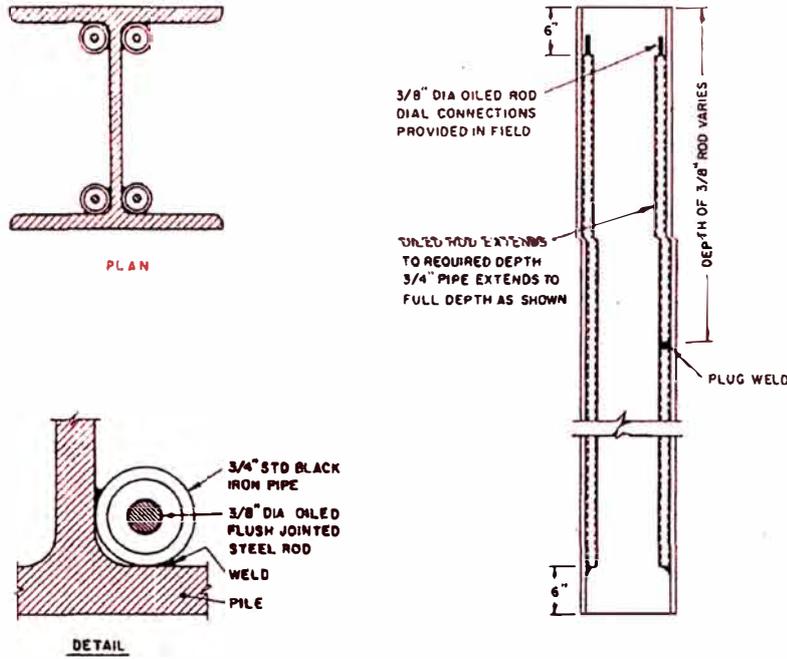


FIG. 8 Possible Installation of Telltales for Steel H-Piles

4.4.2 Pile butt axial movements shall be measured with dial gages (see 4.2.1). The movements of the top of each strain rod relative to the top of the test pile shall be measured with a dial gage reading to 0.001 in. (0.025 mm). Dial gages shall be referenced to points on the test pile below the test plate except that they may be referenced to the top of the test plate if the plate is welded to the pile or if relative movements between the top of the test pile and the test plate are measured in accordance with 4.2.1 (see Fig. 7).

5. Loading Procedures

5.1 Standard Loading Procedure—Unless failure occurs first, load the pile to 200 % of the anticipated pile design load for tests on individual piles or to 150 % of the group design

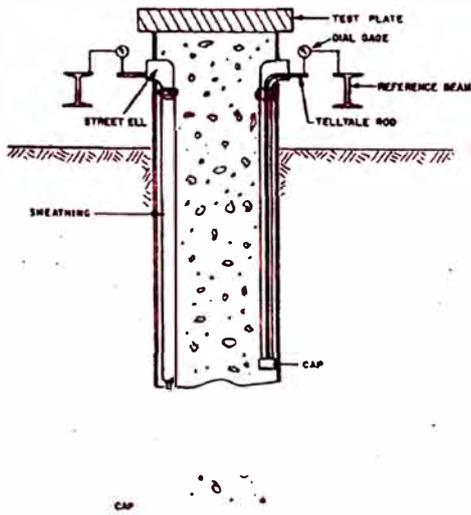


FIG. 9 Possible Installation of Telltales for Pipe Piles

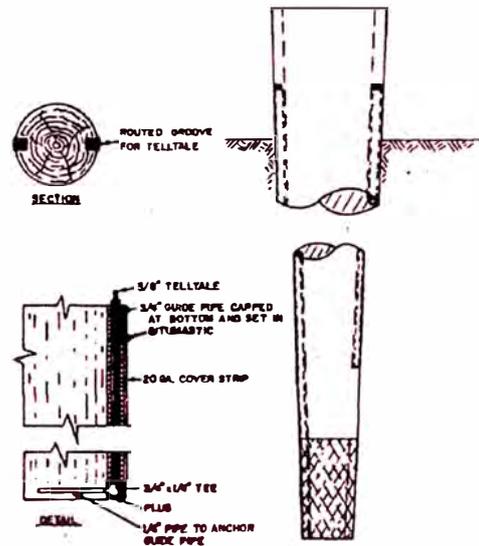


FIG. 10 Possible Installation of Telltales for Timber Piles

load for tests on pile groups, applying the load in increments of 25 % of the individual pile or group design load. Maintain each load increment until the rate of settlement is not greater than 0.01 in. (0.25 mm)/h but not longer than 2 h. Provided that the test pile or pile group has not failed, remove the total test load anytime after 12 h if the butt settlement over a one-hour period is not greater than 0.01 in. (0.25 mm); otherwise allow the total load to remain on the pile or pile group for 24 h. After the required holding time, remove the test load in decrements of 25 % of the total test load with 1 h between decrements. If pile failure occurs continue jacking

the pile until the settlement equals 15 % of the pile diameter or diagonal dimension.

5.1.1 Direct Loading Method—When using the loading method described in 3.5, include in the first load increment the weight of the test beam(s) and the platform. Before adding or removing load increments, tighten the wedges along the platform edges to stabilize the platform. Place or remove load increments in a manner which avoids impact and maintains the load balanced at all times. After each load increment has been added, loosen (but do not remove) the wedges and keep them loose to permit the full load to act on the pile as settlement occurs.

NOTE 13—Testing a pile to failure provides valuable information to the design engineer and is recommended for pile tests performed prior to the foundation design or to evaluate comparative performances of different type piles. Such testing permits the selection of optimum pile type and design load.

NOTE 14—If the test pile(s) may exhibit or has exhibited negligible settlement at the design load or may approach or has approached incipient failure at the full test load, consideration may be given to increasing the standard loading increments at the start of the test or subsequent tests or to decreasing the standard loading increments during the latter stages of the test or subsequent tests.

5.2 Cyclic Loading (Optional)—For the first application of test load increments, apply such increments in accordance with 5.1. After the application of loads equal to 50, 100, and 150 % of the pile design load for tests on individual piles or 50 and 100 % of the group design load for tests on pile groups, maintain the total load in each case for 1 h and remove the applied load in decrements equal to the loading increments, allowing 20 min between decrements. After removing each total applied load, reapply the load to each preceding load level in increments equal to 50 % of the design load, allowing 20 min between increments. Apply additional loads in accordance with 5.1. After the total required test load has been applied, hold and remove the test load in accordance with 5.1.

5.3 Loading in Excess of Standard Test Load (Optional)—After the load has been applied and removed in accordance with 5.1, reload the test pile or pile group to the standard test load in increments of 50 % of the pile or pile group design load, allowing 20 min between load increments. Then increase the load in increments of 10 % of the design load for the pile or pile group until the maximum required load has been applied or until failure of the test pile or pile group occurs, allowing 20 min between load increments. If failure does not occur, hold the full load for 2 h and then remove the load in four equal decrements, allowing 20 min between decrements.

5.4 Constant Time Interval Loading (Optional)—Follow the procedures of 5.1 except apply load in increments of 20 % of the pile or group design load with 1 h between load increments and unload the piles with 1 h between load decrements.

5.5 Constant Rate of Penetration Method for Individual Piles (Optional):

5.5.1 The apparatus for applying loads shall have a capacity as specified and shall be in accordance with either 3.3 or 3.4. The hydraulic jack ram(s) shall have a travel greater than the anticipated total movement of the pile but not less than 25 % of the average pile diameter or diagonal dimension. A mechanical pump equipped with a bleed valve,

variable speed device, or other means for providing a smooth variable delivery shall be used. If a video recording system is used to record the test data, a digital clock reading to seconds should be used and the clock as well as all gages shall be easily readable and located within the camera field.

5.5.2 Vary the applied load as necessary to maintain a pile penetration rate of 0.01 to 0.05 in. (0.25 to 1.25 mm)/min for cohesive soil or 0.03 to 0.10 in. (0.75 to 2.5 mm)/min for granular soils, or as otherwise specified. Continue loading the pile until no further increase in the load is necessary for continuous pile penetration at the specified rate unless the specified capacity of the loading apparatus is reached. If pile penetration continues, hold the load required to achieve the specified penetration rate until the total pile penetration is at least 15 % of the average pile diameter or diagonal dimension at which time release the load. If the pile stops penetrating under the maximum applied load, release the load.

5.5.3 The rate of penetration may be controlled by checking the time taken for successive small equal increments of penetration and by adjusting the rate of jacking accordingly. Alternatively, any mechanical or electrical device may be used to monitor and control the penetration rate so that it remains constant.

5.5.4 See 6.3 for measurement procedures.

5.6 Quick Load Test Method for Individual Piles (Optional):

5.6.1 The apparatus for applying the load shall have a capacity as specified and shall be in accordance with 3.3 or 3.4.

5.6.2 Apply the load in increments of 10 to 15 % of the proposed design load with a constant time interval between increments of 2½ min or as otherwise specified. Add load increments until continuous jacking is required to maintain the test load or until the specified capacity of the loading apparatus is reached, whichever occurs first, at which time stop the jacking. After a 5-min interval or as otherwise specified, remove the full load from the pile.

5.6.3 See 6.4 for measurement procedures.

NOTE 15—For 5.5 and 5.6 it is recommended that the full test load be removed in four approximately equal decrements with 5 min between decrements so the shape of the rebound curve may be determined.

5.7 Constant Settlement Increment Loading Method for Individual Piles (Optional):

5.7.1 The apparatus for applying the load shall have a capacity as specified and shall be in accordance with 3.3 or 3.4.

5.7.2 Apply test loads in increments required to produce pile butt settlement increments equal to approximately 1 % of the average pile diameter or diagonal dimension. Vary the applied load as necessary to maintain each settlement increment, and do not apply additional load until the rate of load variation to hold that settlement increment constant is less than 1 % of the total applied load per hour. Continue loading the pile in such increments until the total butt settlement equals about 10 % of the average pile diameter or diagonal dimensions or until the specified capacity of the loading apparatus is reached.

5.7.3 Remove the full test load in four equal decrements after maintaining the final settlement increment until the

rate of load variation is less than 1 % of the total applied load per hour. After removing the first load decrement, do not remove additional decrements until the rate of pile rebound for the preceding load decrement is less than 0.3 % of the average pile diameter or diagonal dimension per hour.

5.7.4 See 6.5 for measurement procedures.

NOTE 16—For piles driven into cohesive soils, the elapsed time between driving and testing should be sufficient to allow dissipation of any excess pore water pressure resulting from pile driving and to permit the regain of the soil strength (known as soil freeze). The waiting period will depend on such things as the amount of excess pore water pressure built up, the degree of soil structure disturbance resulting from pile driving, and the soil properties. It could range from a minimum of 3 days to as long as 30 days or longer and the actual required waiting period may be determined by testing (for example redriving piles) or by prior experience.

NOTE 17—To avoid excessive creep of green concrete in cast-in-place concrete piles, the elapsed time between concrete placement and pile testing should be sufficient to permit the concrete to cure and harden properly, recognizing that the curing time for the concrete in the pile generally will be longer than that for the sampled concrete in standard test cylinders.

6. Procedures for Measuring Pile Movements

6.1 General—For axial movements, take readings on the test pile or pile cap; readings may be taken on the test plate, provided that the requirements of 4.2.1 are satisfied. For lateral movements, taken readings on the sides of the test pile or pile cap. Take required readings at each properly identified gage, scale, or reference point as nearly simultaneously as practicable. When using the loading method described in 3.5, take the no-load reading before the test beam(s) and platform are permitted to bear on the pile(s). Clearly indicate and explain any adjustments made to instrumentation or to data recorded in the field.

6.2 Standard Measuring Procedures—Take readings of time, load, and movement, and record them before and after the application of each load increment or the removal of each load decrement. During loading, provided that the test pile or pile group has not failed, take additional readings and record them at intervals not exceeding 10 min during the first ½ h nor 20 min thereafter for each load increment. After the total load has been applied, provided that the test pile or pile group has not failed, take readings and record at intervals not exceeding 20 min during the first 2 h, not exceeding 1 h for the next 10 h, and not exceeding 2 h for the next 12 h. If pile failure occurs, take readings immediately before removing the first load decrement. During unloading, take readings and record at intervals not exceeding 20 min. Take a final rebound reading 12 h after all load has been removed.

NOTE 18—If incremental strain measurements as in 4.4 are made using strain gages, gage readings should be taken and recorded before and after the pile is installed and immediately before the application of test loads so that a complete strain history is obtained and residual stresses can be accounted for.

6.3 Readings for Constant Rate of Penetration Loading—Take readings of time, load, and settlement, and record at least every 30 s or at sufficient intervals to determine the rate of penetration being achieved. If automatic monitoring and recording devices are used, operate them continuously during each test. When the test pile has achieved its specified rate of penetration, continue to take and record readings for

the duration of the loading, and determine the maximum load applied. Immediately after unloading, take and record readings of time, load, and rebound. Take final readings and record 1 h after all load has been removed.

6.4 Readings for Quick Load Test Method—Take readings of time, load, and settlement, and record immediately before and after the application of each load increment and at intermediate time intervals as specified. When the maximum load has been applied, take readings and record when the jacking is stopped. Repeat after 2½ min and again at 5 min thereafter. If a longer holding period than in 5.7.2 is specified, take and record additional readings as specified. Take readings of time and rebound, and record after all load has been removed. Repeat after 2½ min and again at 5 min thereafter.

6.5 Readings for Constant Settlement Increment Method—Take readings of time, load, and settlement, and record immediately before and after each settlement increment with sufficient intermediate readings so as to determine the rate of load variation and the actual load required to maintain each settlement increment. During unloading, take readings of time, load, and rebound, and record immediately before and after the removal of each load decrement with sufficient intermediate readings so as to determine the rate of pile rebound. Take final readings and record 12 h after all load has been removed.

NOTE 19—Level readings should be taken on the reference beams and on the reaction system using a surveyor's level or transit and target rod or scale to determine if any excessive movement occurs. Such readings should be taken and recorded before any test load is applied, at the proposed design load, at the maximum test load, and after all load has been removed. Intermediate readings may be required if results during testing appear unusual.

NOTE 20—When testing piles in granular soils in dewatered excavations which will be submerged during service, the groundwater level should be maintained as near to the existing ground surface as possible and the depth to the groundwater level should be measured and recorded during the test. If the groundwater level during the test is more than 5 ft (1.5 m) below the ground surface, a correction to the pile bearing capacity as determined by the test should be made.

7. Safety Requirements

7.1 All operations in connection with pile load testing shall be carried out in such a manner so as to minimize, avoid, or eliminate the exposure of people to hazard. The following safety rules are in addition to general safety requirements applicable to construction operations:

7.1.1 All work areas, walkways, platforms, etc., shall be kept clear of scrap, debris, small tools, and accumulations of snow, ice, mud, grease, oil, or other slippery substances.

7.1.2 All timbers, blocking and cribbing materials shall be of quality material and be in good serviceable condition with flat surfaces and without rounded edges.

7.1.3 Hydraulic jacks shall be equipped with spherical bearing plates or shall be in complete and firm contact with the bearing surfaces and shall be aligned so as to avoid eccentric loading.

7.1.4 Loads shall not be hoisted, swung, or suspended over anyone and shall be controlled by tag lines.

7.1.5 The attachments of the test beam(s) or reaction frame to the anchor piles or other anchoring devices shall be designed and installed to transmit the required loads with an adequate factor of safety.

7.1.6 For tests on batter piles, all inclined jacks, bearing plates, test beam(s), or frame members shall be firmly fixed into place or adequately blocked to prevent slippage upon release of load.

7.1.7 All reaction loads shall be stable and balanced. When using loading method in 3.5, safety wedges shall be in place at all times to prevent the platform from tipping. During testing, movements of the reaction load or system should be monitored to detect impending unstable conditions.

7.1.8 All test beams, reaction frames, platforms, and boxes shall be adequately supported at all times.

7.1.9 Only authorized personnel shall be permitted within the immediate test area.

8. Report

8.1 The report of the load test shall include the following information when applicable:

8.1.1 General:

- 8.1.1.1 Project identification,
- 8.1.1.2 Project location,
- 8.1.1.3 Test site location,
- 8.1.1.4 Owner,
- 8.1.1.5 Structural engineer,
- 8.1.1.6 Geotechnical engineer,
- 8.1.1.7 Pile contractor,
- 8.1.1.8 Test boring contractor,
- 8.1.1.9 Designation and location of nearest test boring with reference to test pile or group,
- 8.1.1.10 Log of nearest test boring,
- 8.1.1.11 Horizontal control datum, and
- 8.1.1.12 Vertical control (elevation) datum.

8.1.2 Pile Installation Equipment:

- 8.1.2.1 Make, model, type and size of hammer,
- 8.1.2.2 Weight of hammer and ram,
- 8.1.2.3 Stroke or ram,
- 8.1.2.4 Rated energy of hammer,
- 8.1.2.5 Rated capacity of boiler or compressor,
- 8.1.2.6 Type and dimensions of capblock and pile cushion,
- 8.1.2.7 Weight and dimensions of drive cap and follower,
- 8.1.2.8 Size of predrilling or jetting equipment,
- 8.1.2.9 Weight of clamp, follower, adaptor, and oscillator or vibratory driver.
- 8.1.2.10 Type, size, length, and weight of mandrel,
- 8.1.2.11 Type, size, and length of auger,
- 8.1.2.12 Type and size of grout pump, and
- 8.1.2.13 Type, size, wall thickness, and length of drive casing.

8.1.3 Test and Anchor Piles:

- 8.1.3.1 Identification and location of test and anchor piles,
- 8.1.3.2 Design load of pile or pile group,
- 8.1.3.3 Type of pile(s)-test and anchor,
- 8.1.3.4 Test pile material including basic specifications,
- 8.1.3.5 Tip and butt dimensions of pile(s),
- 8.1.3.6 General quality of timber test piles including occurrence of knots, splits, checks and shakes, and straightness of piles,
- 8.1.3.7 Preservative treatment and conditioning process used for timber test piles including inspection certificates,

- 8.1.3.8 Wall thickness of pipe test pile,
- 8.1.3.9 Weight per foot of H test pile,
- 8.1.3.10 Description of test pile tip reinforcement or protection,
- 8.1.3.11 Description of banding-timber piles,
- 8.1.3.12 Description of special coatings used,
- 8.1.3.13 Test pile (mandrel) weight as driven,
- 8.1.3.14 Date precast test piles made,
- 8.1.3.15 Concrete cylinder strengths when test pile driven and when pile tested (approximate),
- 8.1.3.16 Description of internal reinforcement used in test pile (size, length, number longitudinal bars, arrangement, spiral, or tie steel),
- 8.1.3.17 Condition of precast piles including spalled areas, cracks, head surface, and straightness of piles.
- 8.1.3.18 Effective prestress,
- 8.1.3.19 Which piles vertical or batter,
- 8.1.3.20 Degree of batter,
- 8.1.3.21 Length of test pile during driving,
- 8.1.3.22 Embedded length-test and anchor piles,
- 8.1.3.23 Tested length of test pile, and
- 8.1.3.24 Final elevation of test pile butt(s) referenced to fixed datum.

8.1.4 Pile Installation-Test and Anchor:

- 8.1.4.1 Date driven (installed),
- 8.1.4.2 Date concreted (cast-in-place),
- 8.1.4.3 Volume of concrete or grout placed in pile,
- 8.1.4.4 Grout pressure used,
- 8.1.4.5 Description of pre-excitation or jetting (depth, size, pressure, duration),
- 8.1.4.6 Operating pressure for double-acting and differential type hammers,
- 8.1.4.7 Throttle setting-diesel hammer (at final driving),
- 8.1.4.8 Fuel type-diesel hammer,
- 8.1.4.9 Horsepower delivered and frequency of vibratory driver during final 10 ft (3 m) of pile penetration,
- 8.1.4.10 Description of special installation procedures used such as piles cased off,
- 8.1.4.11 Type and location of pile splices,
- 8.1.4.12 Driving logs (blows per foot),
- 8.1.4.13 Final penetration resistance (blows per inch),
- 8.1.4.14 Rate of pile penetration for last 10 ft (3 m) s/ft, vibratory driving,
- 8.1.4.15 When capblock replaced (indicate on log),
- 8.1.4.16 When pile cushion replaced (indicate on log),
- 8.1.4.17 Cause and duration of interruptions in pile installation, and
- 8.1.4.18 Notation of any unusual occurrences during installation.

8.1.5 Pile Testing:

- 8.1.5.1 Date tested,
- 8.1.5.2 Type test,
- 8.1.5.3 Number of piles in group test,
- 8.1.5.4 Brief description of load application apparatus, including jack capacity,
- 8.1.5.5 Description of instrumentation used to measure pile movement including location of gages or other reference points with respect to pile butt (see Note 21),
- 8.1.5.6 Description of special instrumentation such as strain rods or gages including location of such with reference to pile butt,

- 8.1.5.7 Special testing procedures used,
- 8.1.5.8 Tabulation of all time, load, and movement readings,
- 8.1.5.9 Identification and location sketch of all gages, scales, and reference points (see Note 21),
- 8.1.5.10 Description and explanation of adjustments made to instrumentation or field data, or both,
- 8.1.5.11 Notation of any unusual occurrences during testing,
- 8.1.5.12 Test jack and other required calibration reports,
- 8.1.5.13 Groundwater level (see Note 20), and
- 8.1.5.14 Temperature and weather conditions during tests.

NOTE 21—Suitable photographs can be very helpful in showing the instrumentation set-up, location of gages, scales, and reference points.

NOTE 22—In addition to the above required information to be reported, the results of any in-place and laboratory soil tests should be made available for the proper evaluation of test results.

9. Precision and Bias

9.1 *Precision*—Data are being evaluated to determine the precision of this test method. In addition, Subcommittee D18.11 is seeking pertinent data from users of this test method.

9.2 *Bias*—A statement on bias is not possible because there are no standard reference materials.

10. Keywords

10.1 field testing; load cell; loading procedure; piles; reference beam

APPENDIX

(Nonmandatory Information)

X1. SOME FACTORS INFLUENCING INTERPRETATION OF TEST RESULTS

X1.1 Potential residual loads in the pile which could influence the interpreted distribution of load at the pile tip and along the pile shaft.

X1.2 Possible interaction of friction loads from test pile with upward friction transferred to the soil from anchor piles obtaining part or all of their support in soil at levels above the tip level of the test pile.

X1.3 Changes in pore water pressure in the soil caused by pile driving, construction fill, and other construction operations which may influence the test results for frictional support in relatively impervious soils such as clay and silt.

X1.4 Differences between conditions at time of testing and after final construction such as changes in grade or groundwater level.

X1.5 Potential loss of soil supporting test pile from such things as excavation and scour.

X1.6 Possible differences in the performance of a pile in a

group or of a pile group from that of a single isolated pile.

X1.7 Affect on long-term pile performance of factors such as creep, environmental effects on pile material, negative friction loads not previously accounted for, and strength losses.

X1.8 Type of structure to be supported, including sensitivity of structure to settlements and relation between live and dead loads.

X1.9 Special testing procedures which may be required for the application of certain acceptance criteria or methods of interpretation.

X1.10 Requirement that all conditions for nontested piles be basically identical to those for test pile including such things as subsurface conditions, pile type, length, size and stiffness, and pile installation methods and equipment so that application or extrapolation of the test results to such other piles is valid.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103.



Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles¹

This standard is issued under the fixed designation D 4945; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 This test method covers the procedure for testing vertical or batter piles individually to determine the force and velocity response of the pile to an impact force applied axially by a pile driving hammer or similar device that will cause a large strain impact to the top of the pile. This test method is applicable to deep foundation units that function in a manner similar to foundation piles, regardless of their method of installation provided that they are receptive to high strain impact testing.

1.2 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.* For a specific precautionary statement, see Note 5.

NOTE 1—High-strain dynamic testing requires a strain at impact which is representative of a force in the pile having the same order of magnitude, or greater, than the ultimate capacity of the pile.

NOTE 2—This standard method may be applied for high-strain dynamic testing of piles with the use of only force or strain transducers and/or acceleration, velocity or displacement transducers as long as the test results clearly state how the testing deviates from the standard.

NOTE 3—A suitable follower may be required for testing cast-in-place concrete piles. This follower should have an impedance between 80 and 150 % of that of the pile. However, additional caution and analysis may be required if the impedance is not within 10 %. For mandrel-driven piles, the mandrel may be instrumented in a similar way to a driven pile provided that the mandrel is constructed of a single member with no joints.

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

- C 469 Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression²
- D 198 Methods of Static Tests of Timbers in Structural Sizes³

D 653 Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids⁴

D 1143 Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load⁴

3. Terminology

3.1 Except as defined in 3.2, the terminology used in this test method conforms with Terminology D 653.

3.2 Definitions of Terms Specific to This Standard:

3.2.1 *capblock*—the material inserted between the hammer striker plate and the drive cap on top of the pile (also called hammer cushion).

3.2.2 *cushion*—the material inserted between the drive cap on top of the pile and the pile (also called pile cushion).

3.2.3 *impact event*—the period of time during which the pile is moving in a positive and/or negative direction of penetration due to the impact force application. See Fig. 1.

3.2.4 *moment of impact*—the first moment of time after the start of the impact event when the acceleration is zero. See Fig. 1.

3.2.5 *pile impedance*—indicates the resistance a pile has to a sudden impact change in velocity.

3.2.5.1 *Discussion*—It can be calculated by multiplying the cross-sectional area by Young's Modulus of Elasticity and dividing the product by the strain wave speed. Alternatively, the impedance can be calculated by multiplying the unit specific density by the wave speed and cross-sectional area.

$$Z = AE/c = \rho CA \quad (1)$$

where:

- Z Impedance,
- A Cross-sectional area,
- E Young's Modulus of Elasticity,
- C Wave speed of pile, and
- ρ Unit specific density.

3.2.6 *strain wave speed (or wave speed)*—the speed with which a strain wave propagates through a pile; it is a property of the pile composition.

3.2.7 *particle velocity*—the instantaneous velocity of a particle in the pile as a strain wave passes by.

3.2.8 *restriking*—the re-driving of a previously driven pile after a waiting period of from 15 min to 30 days or more.

3.2.8.1 *Discussion*—The length of the waiting period is dependent upon the type of pile and the soil conditions along

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.11 on Deep Foundations.

Current edition approved Oct. 10, 1996. Published May 1997. Originally published as D 4945 – 89. Last previous edition D 4945 – 89.

² Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.02.

³ Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.10.

⁴ Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.08.

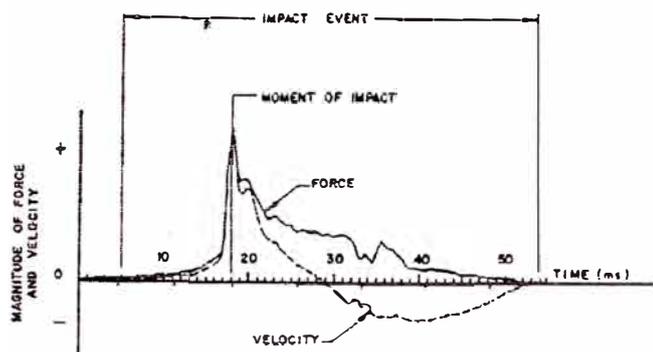


FIG. 1 Typical Force and Velocity Traces Generated by the Apparatus for Obtaining Dynamic Measurements

the shaft and at the toe of the pile.

4. Significance and Use

4.1 This test method is used to provide data on strain or force and acceleration, velocity or displacement of a pile under impact force. The data are used to estimate the bearing capacity and the integrity of the pile, as well as hammer performance, pile stresses, and soil dynamics characteristics, such as soil damping coefficients and quake values. This test method is not intended to replace Test Method D 1143.

5. Apparatus

5.1 Apparatus for Applying Impact Force:

5.1.1 *Impact Force Application*—Any conventional pile driving hammer or similar device is acceptable for applying the impact force provided it is capable of generating a net measurable pile penetration, or an estimated mobilized static resistance in the bearing strata which, for a minimum period of 3 ms, exceeds to a sufficient degree the working load assigned to the pile, as judged by the engineer in charge. The device shall be positioned so that the impact is applied axially to the head of the pile and concentric with the pile.

5.2 *Apparatus for Obtaining Dynamic Measurements*—The apparatus shall include transducers, which are capable of independently measuring strain and acceleration versus time at a specific location along the pile axis during the impact event. A minimum of two of each of these devices, one of each on opposing sides of the pile, shall be securely attached so that they do not slip. Bolt-on, glue-on, or weld-on transducers are acceptable.

5.2.1 *Force or Strain Transducers*—The strain transducers shall have a linear output over the entire range of possible strains. When attached to the pile, their natural frequency shall be in excess of 2000 Hz. The measured strain shall be converted to force using the pile cross-section area and dynamic modulus of elasticity at the measured location. The dynamic modulus of elasticity may be assumed to be 200 to 207×10^6 kPa (29 to 30×10^6 psi) for steel. The dynamic modulus of elasticity for concrete and wood piles may be estimated by measurement during the compression test in accordance with Test Method C 469 and Methods D 198. Alternatively, the modulus of elasticity for concrete, wood, and steel piles can be calculated from the square of the wave speed (determined as indicated in 6.2) times the specific unit density ($E = \rho c^2$).

5.2.1.1 Force measurements also are made by force transducers placed between the pile head and the driving hammer, although it should be recognized that such a transducer is capable of altering the dynamic characteristics of the driving system. Force transducers shall have an impedance between 50 % and 200 % of the pile impedance. The output signal must be linearly proportional to the axial force, even under eccentric load application. The connection between the force transducers and the pile shall have the smallest possible mass and least possible cushion necessary to prevent damage.

5.2.2 Acceleration, Velocity or Displacement Transducers

Velocity data shall be obtained with accelerometers, provided the signal is capable of being processed by integration in the apparatus for reducing data. A minimum of two accelerometers with a resonant frequency above 2500 Hz shall be at equal radial distances on diametrically opposite sides of the pile. The accelerometers shall be linear to at least 1000 g and 1000 Hz for satisfactory results on concrete piles. For steel piles, it is advisable to use accelerometers that are linear to at least 2000 g and 2000 Hz. Either ac or dc accelerometers can be used. If AC devices are used, the resonant frequency shall be above 50 000 Hz and the time constant shall be at least 1.0 s. If DC devices are used, then they should be damped with low pass filters having a minimum frequency of 1500 Hz (-3 dB). Alternatively, velocity or displacement transducers may be used to obtain velocity data, provided they are equivalent in performance to the specified accelerometers.

5.2.3 *Placement of Transducers*—The transducers shall be placed, diametrically opposed and on equal radial distances, at the same axial distance from the bottom of the pile so that the measurements compensate for bending of the pile. When near the upper end, they shall be attached at least one and one-half pile diameters from the pile head. This is illustrated in Figs. 2-7. Care shall be taken to ensure that the apparatus is securely attached to the pile so that slippage is prevented. The transducers shall have been calibrated to an accuracy of 3 % throughout the applicable measurement range. If damage is suspected during use, the transducers shall be re-calibrated (or replaced).

5.3 *Signal Transmission* The signals from the transducers shall be transmitted to the apparatus for recording, reducing, and displaying the data (see 5.4) by means of a cable or equivalent. This cable shall be shielded to limit electronic or other interferences. The signals arriving at the apparatus shall be linearly proportional to the measurements at the pile over the frequency range of the equipment.

5.4 Apparatus for Recording, Reducing and Displaying Data:

5.4.1 *General*—The signals from the transducers (see 5.2) during the impact event shall be transmitted to an apparatus for recording, reducing, and displaying data to allow determination of the force and velocity versus time. It may be desirable to also determine the acceleration and displacement of the pile head, and the energy transferred to the pile. The apparatus shall include an oscilloscope, oscillograph, or LCD graphics screen. For displaying the force and velocity traces, a tape recorder, digital disk or equivalent for obtaining a record for future analysis, and a means to reduce the data. The apparatus for

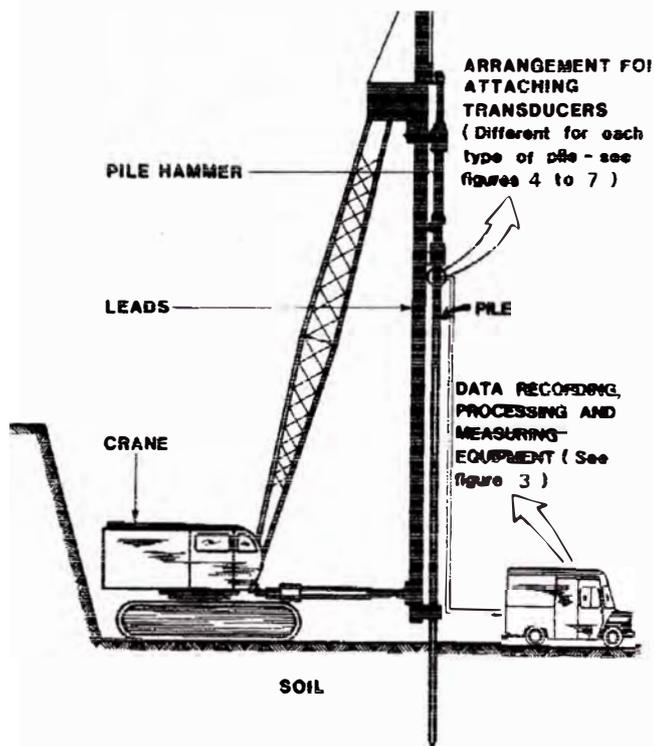


FIG. 2 Typical Arrangement for High Strain Dynamic Testing of Piles

recording, reducing, and displaying data shall have the capability of making an internal calibration check of strain, acceleration, and time scales. No error shall exceed 2% of the maximum signal expected. A typical schematic arrangement for this apparatus is illustrated in Fig. 3.

5.4.2 *Recording Apparatus*—Signals from the transducers shall be recorded electronically in either analog or digital form so that frequency components have a low pass cut-off frequency of 1500 Hz (-3 dB). When digitizing, the sample frequency shall be at least 5000 Hz for each data channel.

5.4.3 *Apparatus for Reducing Data*—The apparatus for reducing signals from the transducers shall be an analog or digital computer capable of at least the following functions:

5.4.3.1 *Force Measurements*—The apparatus shall provide signal conditioning, amplification and calibration for the force measurement system. If strain transducers are used (see 5.2.1), the apparatus shall be able to compute the force. The force output shall be continuously balanced to zero except during the impact event.

5.4.3.2 *Velocity Data*—If accelerometers are used (see 5.2.2), the apparatus shall integrate the acceleration over time to obtain velocity. If displacement transducers are used, the apparatus shall differentiate the displacement over time to obtain velocity. If required, the apparatus shall zero the velocity between impact events and shall adjust the velocity record to account for transducer zero drift during the impact event.

5.4.3.3 *Signal Conditioning*—The signal conditioning for force and velocity shall have equal frequency response curves to avoid relative phase shifts and relative amplitude differences.

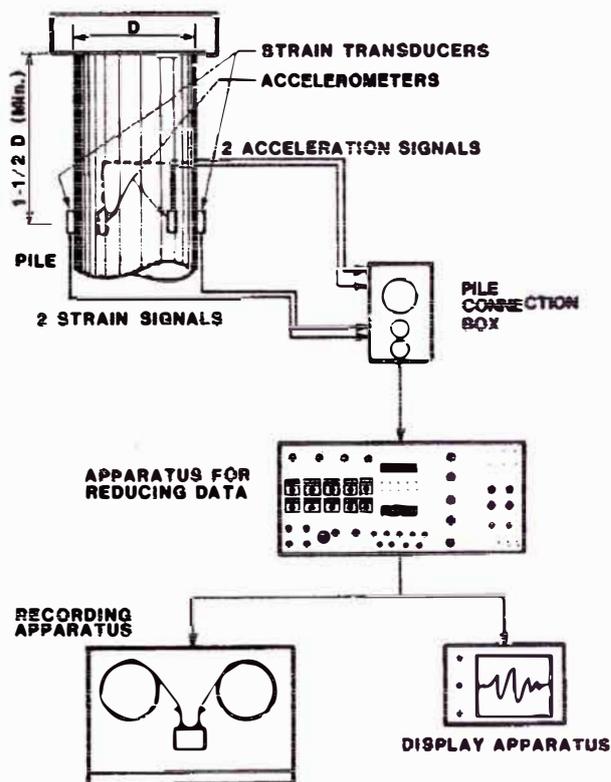


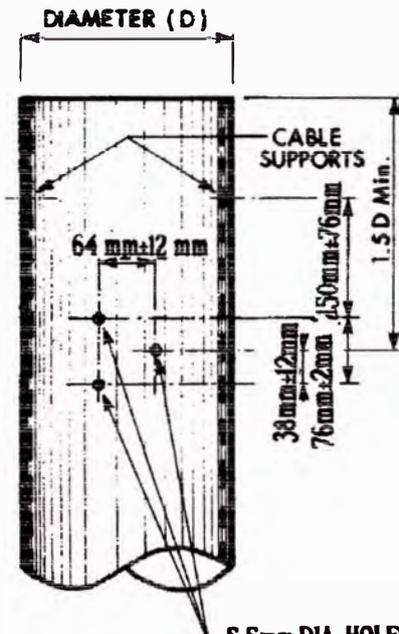
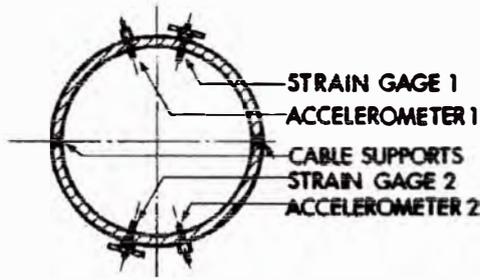
FIG. 3 Schematic Diagram for Apparatus for Dynamic Monitoring of Piles

5.4.4 *Display Apparatus*—Signals from the transducers specified in 4.2.1 and 4.2.2 shall be displayed by means of an apparatus, such as an oscilloscope, oscillograph, or LCD graphics screen on which the force and velocity versus time can be observed for each hammer blow. This apparatus may receive the signals from the transducers directly or after they have been processed by the apparatus for reducing the data. The apparatus shall be adjustable to reproduce a signal having a range of duration of between 5 and 160 ms. Both the force and velocity data can be reproduced for each blow and the apparatus shall be capable of holding and displaying the signal from each selected blow for a minimum period of 30 s.

6. Procedure

6.1 *General*—Record applicable project information (Section 7). Attach the transducers (see 5.2) to the pile, perform the internal calibration check, and take the dynamic measurements for the impacts during the interval to be monitored together with routine observations of penetration resistance. Determine properties from a minimum of ten impact records during initial driving and, when used for soil resistance computations, normally from one or two representative blows at the beginning of restriking. The force and velocity versus time signals shall be reduced by the apparatus for reducing data, computer, or manually to calculate the developed force, velocity, acceleration, displacement, and energy over the impact event.

6.2 *Determination of Strain Wave Speed for Concrete or Wood Piles*—The wave speed should be determined from the impact event if a tensile reflection wave from the pile toe is

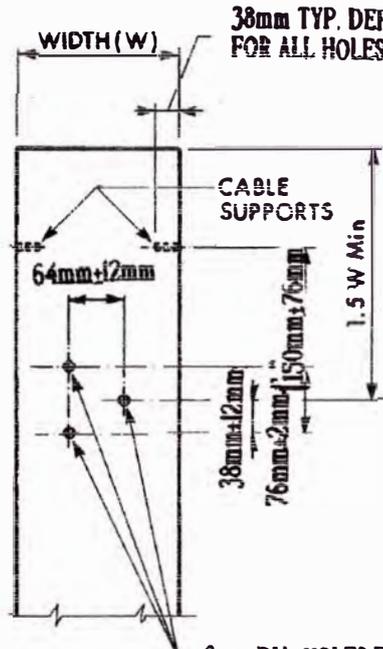
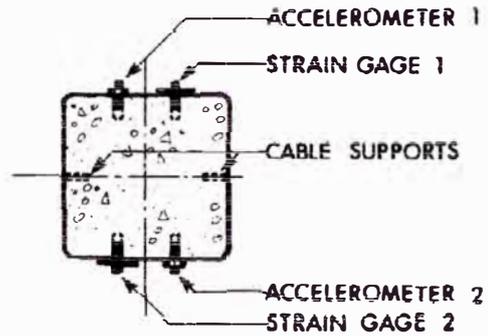


NOTE

For wall thicknesses less than 6mm, drill holes at 5mm

5.5mm DIA. HOLES TAPPED FOR 6MMX20 THREADS (TYP. OPPOSITE SIDE AND FOR CABLE SUPPORT HOLES)

FIG. 4 Typical Arrangement for Attaching Transducers to Pipe Piles



NOTE

9mm diameter hole can replace 6mm studs with 9mm threaded insert

6mm DIA. HOLES FOR EXPANDABLE 6mm DIA. ANCHOR STUDS (TYP. OPPOSITE SIDE AND FOR CABLE SUPPORT HOLES)

FIG. 5 Typical Arrangement for Attaching Transducers to Concrete Piles

clearly identified. Alternatively, place the pile on supports or level ground free and clear from neighboring piles and obstructions. Attach accelerometer to one end of the pile and strike the other end of the pile with a sledge hammer of suitable weight. Take care not to damage or dent the pile. Record (see 5.4.2) and display (see 5.4.4) the accelerometer signal. Measure the time between acceleration peaks for as many cycles of reflection as possible. Divide this time by the appropriate travel length of the strain waves during this interval to determine the wave speed.

6.3 Preparation—Mark the piles clearly at appropriate intervals. Attach the transducers securely to the piles by bolting, gluing, or welding. For pile materials other than steel, determine the wave speed (see 6.2). Position the apparatus for applying the impact force so that the force is applied axially and concentrically with the pile. Set up the apparatus for

recording, reducing, and displaying data so that it is operational and the force and velocity signals are zeroed

6.4 Taking Measurements—Record the number of impacts for a specific penetration. For drop hammers and single acting diesel and air/steam/hydraulic hammers, record the drop of the ram or ram travel length. For double acting diesel hammers, measure the bounce pressure, and for double acting steam or compressed air hammers, measure the steam or air pressure in the pressure line to the hammer. For hydraulic hammers, record the kinetic energy from the hammer readout when available. Record the number of blows per minute delivered by the hammer. Take, record, and display a series of force and velocity measurements. Compare the force and the product of velocity and impedance (see 6.5) at the moment of impact.

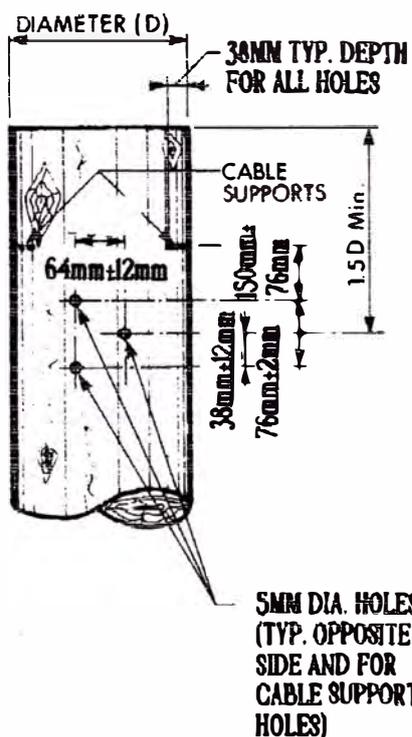
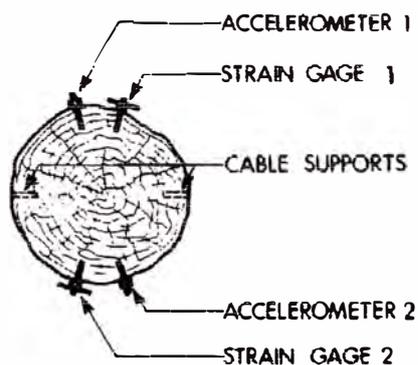
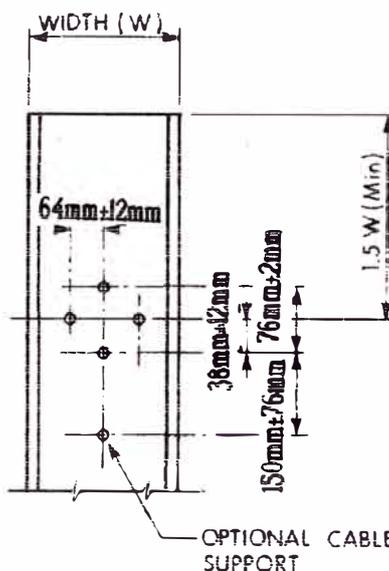
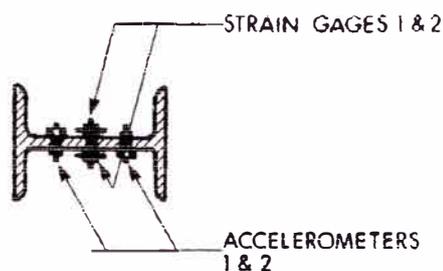


FIG. 6 Typical Arrangement for Attaching Transducers to Wood Piles

NOTE 4—If the dynamic measurements are to be used for bearing capacity computations, take the dynamic measurements during restriking of the pile at time periods sufficiently long after the end of initial driving to allow pore water pressure and soil strength changes to occur. Further geotechnical conditions, such as underlying compressible layers, need always be considered, as they should be in any type of bearing capacity computation.

NOTE 5—**Warning:** Before approaching a pile being driven, check that no material or other appurtenances can break free and jeopardize the safety of persons in the vicinity.

6.5 *Data Quality Checks*—For confirmation of data quality, periodically compare the force and the product of the velocity and pile impedance at the moment of impact for proportionality agreement and the force and velocity versus time over a series of selected and generally consecutive impact events for consistency. Consistent and proportional signals from the force or strain transducers and the acceleration, velocity or displacement transducers are the result of the transducers systems



NOTE: All holes at 8mm diameter.

FIG. 7 Typical Arrangement for Attaching Transducers to H-Piles

performing properly and the apparatus for recording, reducing and displaying data being properly calibrated. If the signals are not in proportionality agreement, investigate the cause and correct the situation if necessary. If the cause is determined to be a transducer, it must be repaired or recalibrated, or both, before further use. Perform internal calibration checks for the apparatus for recording, reducing, and displaying data at least once for each test day; if found to be out of manufacturer's tolerance, the apparatus for recording, reducing, and displaying must be recalibrated before further use.

NOTE 6—It is generally recommended that all components of the apparatus for obtaining dynamic measurements and the apparatus for recording, reducing and displaying data be calibrated at least once every two years to the standards of the manufacturer.

6.6 *Analysis of Measurements:*

6.6.1 Obtain force and velocity from the readout of the apparatus for reducing data (see 5.4.3) or from the display apparatus (see 5.4.4). Record the impact force and velocity and the maximum and minimum forces for the selected representative blows. Obtain the maximum acceleration directly from the accelerometer signal or by differentiation of the velocity versus time record. Obtain the displacement from the pile driving record, and from the displacement transducer, if used in

accordance with 5.2.2 or by integration of the velocity versus time record. Obtain the maximum energy transferred to the location of the transducers.

6.6.2 The recorded data may be subjected to analysis in a computer. The results of the analysis may include an assessment of integrity of the pile, the driving system performance, and the maximum dynamic driving stresses. The results may also be used for evaluation of static soil resistance and its distribution on the pile at the time of the testing. Such further use of the data is a matter of proper engineering judgment.

NOTE 7—Normally, there is better correlation between mobilized resistance and bearing capacity where there is a measurable net penetration per impact of at least 3 mm.

NOTE 8—Evaluation of static soil resistance and its distribution can be based on a variety of analytical methods and is the subject of individual engineering judgment. The input into the analytical methods may or may not result in the dynamic evaluation matching static load test data. It is desirable and sometimes necessary to calibrate the result of the dynamic analysis with those of a static pile load test carried out according to Test Method D 1143.

7. Report

7.1 The testing report should include all information indicated below, as applicable to the type of pile being tested. Any required information that could not be obtained should be indicated in the testing report as being not available.

7.1.1 General:

7.1.1.1 Project identification/location, and

7.1.1.2 Log of nearby or typical test boring(s).

7.1.2 Pile Installation Equipment:

7.1.2.1 Description of pile installation equipment used for either driving piles or drilling piles or the testing of these piles or combination thereof, as appropriate, including size (ram weight and stroke) and manufacturer's energy rating, capabilities, and type, operating performance levels or pressures, fuel settings, hammer cushion and pile cushion descriptions, and description of lead type and any special installation equipment such as for use of a follower or mandrel, predrifting or jetting.

7.1.3 Test Piles:

7.1.3.1 Identification (name and designation) of test pile(s),

7.1.3.2 Working load and safety factor (or required ultimate capacity) of the pile(s),

7.1.3.3 Type and dimensions of pile(s) including nominal or actual cross sectional area, or both, length and diameter (as a function of pile length for timber of composite piles),

7.1.3.4 For concrete piles, cast-in-place pipe piles, or drilled shafts: date test piles made, cast, or installed, design concrete cylinder strength, density, effective prestress, or reinforcement details (size, length, of longitudinal bars), description of internal and external reinforcement used in test pile (size, length, number and arrangement of longitudinal bars; casing or shell size and length),

7.1.3.5 For steel piles: steel grade, yield strength, and type of pile (for example, seamless or spiral weld pipe, H section designation),

7.1.3.6 For timber piles: length, straightness, preservative treatment, tip and butt dimensions (and area as a function of length), and measured density for each pile,

7.1.3.7 Description and location of splices, if applicable,

7.1.3.8 Description of special pile tip protection, if applicable,

7.1.3.9 Description of any special coatings applied, if applicable,

7.1.3.10 Inclination angle from vertical of all test piles, and

7.1.3.11 Observations of piles including spalled areas, cracks, head surface of piles.

7.1.4 Pile Installation:

7.1.4.1 Date of installation and pile embedment below reference,

7.1.4.2 For drilled shafts, include the nominal size of the auger, volume of concrete or grout placed in pile (volume versus depth, if available), and a description of special installation procedures used, such as pile casing installation or extraction, or both,

7.1.4.3 For driven piles, include hammer cushion and pile cushion exchange information; include driving records, including blow count and hammer stroke or operating level for final unit penetration,

7.1.4.4 Cause and duration of interruptions in pile installation, if applicable and related to the investigation, and

7.1.4.5 Notation of any unusual occurrences during installation or excavation, or both, which may relate to the investigation.

7.1.5 Dynamic Testing:

7.1.5.1 Description of all components of the apparatus for obtaining dynamic measurements and apparatus for recording, reducing and displaying data, and of test procedure including description and location of the sensor attachment,

7.1.5.2 Date tested and sequence of test pile such as "end of driving" or "beginning of restrike" (restrikes referenced with time since end of driving) or embedment depth,

7.1.5.3 Test pile identification,

7.1.5.4 The length below sensors, cross sectional area, density, wave speed, and dynamic modulus of elasticity of the test pile,

7.1.5.5 Penetration resistance (number of blows per unit penetration) during the test,

7.1.5.6 Graphical presentation of velocity and force measurements in the time domain for representative blow of each pile tested,

7.1.5.7 Method(s) and one-dimensional wave propagation theory used (give reference) to evaluate data (particularly for the capacity evaluation, if applicable),

7.1.5.8 Comments on the capacity of the pile at the time of testing; mention shall be made as to if capacity is of remolded state as at end of driving or from a restrike with sufficient wait after driving. When applicable, summarize variables describing the soil model, including damping factors, quakes, and resistance distribution,

7.1.5.9 Comments on the hammer performance as measured by the energy transferred into the pile (with comparison to manufacturer's rating),

7.1.5.10 Comments on the driving stresses in the pile,

7.1.5.11 Comments on the integrity of the pile, and

7.1.5.12 Results of testing shall be summarized and presented numerically, with notation of time testing such as "end of driving" or "beginning of restrike" and noted by embedment

depth; also standard deviation and range where statistically significant.

8. Precision and Bias

8.1 *Precision*—The precision of this test method for direct measurement of strain and acceleration in a pile by means of high-strain dynamic testing has not been determined. The precision cannot be determined due to the variability of the

pile, pile driving hammer, and the soil surrounding the pile.

8.2 *Bias*—There is no accepted reference value for this test method, therefore bias cannot be determined.

9. Keywords

9.1 dynamic testing; pile bearing capacities; pile foundations

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428.

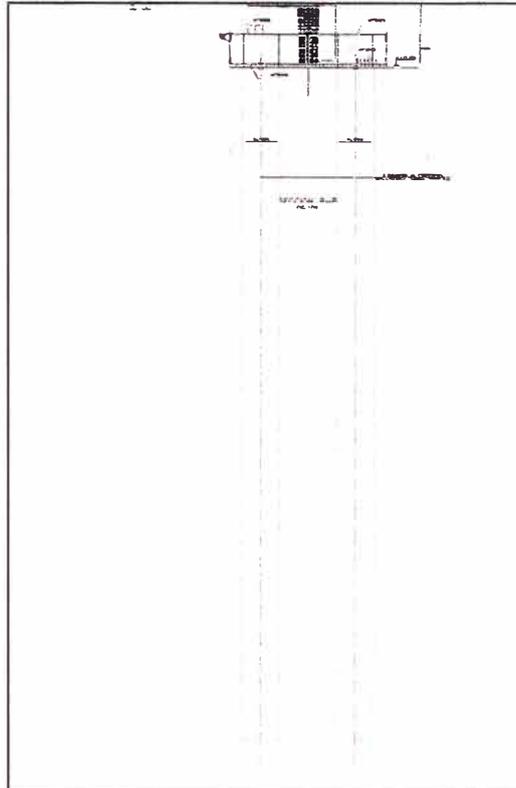
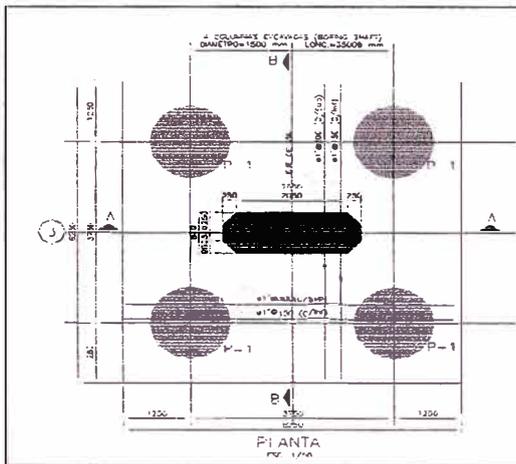
ANEXO 3: Protocolos o Registros de Control

Proyecto : CIMENTACION PUENTE BILLINGHURTS

Ubicación : PILAR 1

Nombre : EJE 02 COLUMNA P1 N° ϕ 1.50m

PLANO DE PLANTA Y ELEVACION DE LA ESTRUCTURA



Fecha Vaciado	DESCRIPCION	Cantidad	dimensiones			Metrado Parcial	Resistencia F'c	Fecha Rotura
			L	A	H			
	CONCRETO F' C 210 KG/CM2							
	Volumen Teorico (m3)							
	Volumen Real (m3)							
	Slump (pulg)		Temp (°C)					

OBS:

Fecha Descabezado	DESCRIPCION	Cantidad	dimensiones			Metrado Parcial	Equipos y Herramientas Utilizados
			L	A	H		
	Descabezado Columna	1.00				1.00	

OBS:

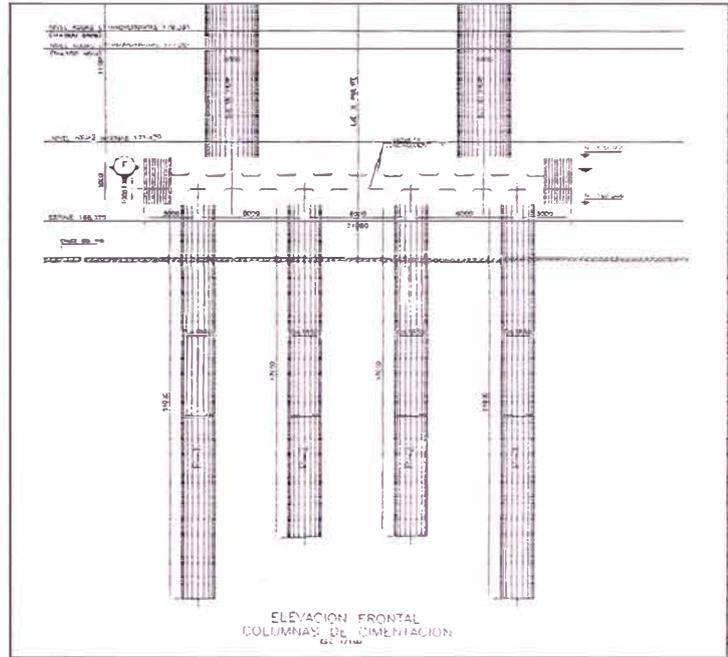
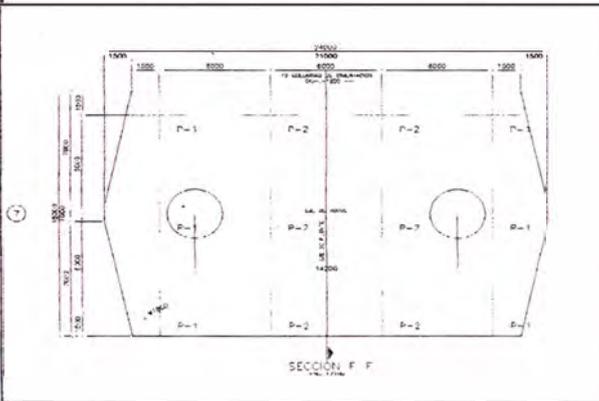
EMITIDO POR		REVISADO POR		APROBADO POR	
Nombre y Cargo: ING RESIDENTE DE PRE EXCAVADO		Nombre y Cargo: ING CALIDAD DE OBRA		Nombre y Cargo: ING SUPERVISOR DE OBRA	
Firma:	Fecha:	Firma:	Fecha:	Firma:	

Proyecto : CIMENTACION PUENTE BILLINGHURTS

Ubicación : PILAR TORRE IZQUIERDA

Nombre : EJE 07 COLUMNA P1 N° ϕ 1.85m

PLANO DE PLANTA Y ELEVACION DE LA ESTRUCTURA



Fecha Vaciado	DESCRIPCION	Cantidad	dimensiones			Metrado Parcial	Resistencia F'c	Fecha Rotura
			L	A	H			
	CONCRETO F'C 210 KG/CM2							
	Volumen Teorico (m3)							
	Volumen Real (m3)							
	Slump (pulg)		Temp (°C)					

OBS:

Fecha Descabezado	DESCRIPCION	Cantidad	dimensiones			Metrado Parcial	Equipos y Herramientas Utilizados
			L	A	H		
	Descabezado Columna	1.00				1.00	

OBS:

EMITIDO POR		REVISADO POR		APROBADO POR	
Nombre y Cargo: ING RESIDENTE DE PRE EXCAVADO		Nombre y Cargo: ING CALIDAD DE OBRA		Nombre y Cargo: ING SUPERVISOR DE OBRA	
Firma:	Fecha:	Firma:	Fecha:	Firma:	

Proyecto : CIMENTACION PUENTE BILLINGHURTS

Ubicación : PILAR TORRE IZQUIERDA

Nombre : EJE 07 COLUMNA P1 N° ϕ 1.85m

PARTIDA:	PILOTES PRE EXCAVADOS		No 1	ESTRUCTURA:		Cimentación Profunda			
						Pilote N° 01			
EQUIPOS :	GRUA				PERFORADOR:	ROTARY:	Soilmec R750		
	MARCA					DRILL:			
BARRENADO	INICIO		DIAMETRO	1.50 m	LONG. BARRENADO		LONGITUD DE FUNDA METALICA		
	TERMINO								
	TIEMPO ACUMULADO								

PROF. (m)	ESTRATIGRAFIA REAL	PERFIL ESTATIGRAFICO
0.00		
3.00		
6.00		
9.00		
12.00		
15.00		
18.00		
21.00		
24.00		
27.00		
30.00		
33.00		
36.00		
39.00		
42.00		
45.00		
48.00		
51.00		

Observaciones:

EMITIDO POR :		REVISADO POR :		APROBADO POR:	
ING RESIDENTE PRE EXCAVADO		ING CALIDAD DE OBRA		ING SUPERVISOR DE OBRA	
Firma:	Fecha :	Firma:	Fecha:	Firma:	Fecha.

ANEXO 4: Organigrama Personal Staff

ORGANIGRAMA PERSONAL PUENTE BILLINGHURTS

