

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



**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE PLATAFORMAS DE
PERFORACIÓN DE POZOS PETROLEROS Y SOLUCIONES A
PROBLEMAS CAUSADOS POR EL FENÓMENO EL NIÑO**

TITULACION POR EXAMEN PROFESIONAL

Para optar el Título Profesional de :
INGENIERO CIVIL

JUAN JOSÉ RICARDO PALMA BALBUENA

Lima-Perú
1999

INDICE

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE PLATAFORMAS DE PERFORACIÓN DE POZOS PETROLEROS Y SOLUCIONES A PROBLEMAS CAUSADOS POR EL FENÓMENO EL NIÑO

I.- CAPITULO I. GENERALIDADES

I.1	Descripción y funciones de una plataforma de tierra	
I.2	Tipos de plataforma	4
I.3	Equipos de perforación petrolera	5
I.4	Procedimiento constructivo rutinario	9
I.5	Propuesta de procedimiento constructivo	13

II.- CAPITULO II. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE LA PLATAFORMA 7132

II.1	Ubicación	25
II.2	Coordenadas de referencia	25
II.3	Parámetros de diseño de la plataforma	28
II.4	Parámetros de diseño del camino de acceso.	29
II.5	Identificación del tipo de suelo de subrasante	32
II.6	Identificación del tipo de suelo del material de base	56
II.7	Drenaje	60

III.- CAPITULO III. METRADOS

III.1	Secciones típicas	65
III.2	Areas de corte y relleno	65
III.3	Hojas de metrados	67
III.4	Diagrama de masas	74

IV.- CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

IV.1 Costos de mano de obra	83
IV.2 Costos de alquiler de equipos	84
IV.3 Costos de materiales	86
IV.4 Cálculo de rendimientos	86
IV.5 Costos Unitarios	105

V.- CAPÍTULO V. PRESUPUESTO

V.1 Presupuesto	116
V.2 Cronograma de ejecución de obra	116
V.3 Calendario de actividades	116
V.4 Requerimiento de maquinaria y personal	116

VI.- CAPÍTULO VI. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

VI.1 Movilización y desmovilización de equipos	129
VI.2 Replanteo y control del trazo	129
VI.3 Explanaciones	130
VI.4 Nivelación y refine de subrasante	131
VI.5 Eliminación de material excedente	132
VI.6 Capa de base	132
VI.7 Cunetas laterales	133
VI.8 Encofrados	133
VI.9 Concreto armado	134
VI.10 Acero	136

VII.- CAPÍTULO VII. VALORES COMPARATIVOS	
VII.1 Levantamiento topográfico	138
VII.2 Ensayo de suelos	141
VII.3 Ubicación de centro de pozo en zona de corte	142
VIII.- CAPÍTULO VIII. PROBLEMAS OCASIONADOS POR EL FENÓMENO EL NIÑO	
VIII.1 Descripción del fenómeno El Niño	146
IX.- CAPÍTULO IX. ACTIVIDADES DE REHABILITACIÓN	
IX.1 Rehabilitación de caminos de acceso y plataformas	150
IX.2 Obras de recomposición de la estructura de la vía o plataforma	150
IX.3 Obras de drenaje	154
X.- CAPÍTULO X. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	166
XI.- BIBLIOGRAFÍA	170
XII PLANOS	172

CAPÍTULO I

1.- GENERALIDADES

1.1 - DESCRIPCION Y FUNCIONES DE UNA PLATAFORMA

Una plataforma de perforación es una estructura de tierra construida con la finalidad de soportar sin deformaciones, las cargas desarrolladas por los equipos de perforación de pozos petroleros, y sus instalaciones complementarias.

La plataforma puede estar localizada totalmente en una zona de corte o en una de relleno, o parcialmente en corte o relleno, motivo por el cual el terreno de fundación ó subrasante puede ser un suelo natural o un material de relleno.

Cabe precisar que esta estructura tiene un carácter muy particular, debido a su corto período de vida útil. Es decir que se construye única y exclusivamente para los equipos utilizados en el proceso de perforación de un pozo petrolero en tierra. El proceso de perforación generalmente dura entre 10 y 30 días.

Es para este proceso que se diseña y construye la plataforma, ya que durante el mismo soporta las máximas solicitaciones, Una vez perforado el pozo la plataforma queda y se usa para la actividad extractiva o de explotación, pero ya no soporta mayor carga que las de los vehículos que transitan con este fin.

ESTRUCTURA

La estructura de una plataforma está constituida por:

-SUBRASANTE

Es el terreno de fundación propiamente. Está conformada por el suelo que subyace al nivel donde se compensan los cortes con los rellenos.

-BASE

Es la capa de material que se coloca sobre la subrasante. Dicha capa tiene un espesor variable entre 0.15m. y 1.20m. , siendo dicho espesor función del tipo de suelo que conforma la subrasante. Así, si el tipo de suelo que constituye la subrasante tiene capacidad de soporte, el material de base cumple con la función de capa de rodadura solamente. Sin embargo, cuando la subrasante no tiene capacidad de soporte, por ejemplo un suelo constituido por arenas sueltas, el material de base tiene función estructural.

UBICACIÓN

La ubicación de una plataforma de perforación está en función de la localización del reservorio de petróleo en el subsuelo, el mismo que se determina mediante estudios geológicos. El punto de perforación, o centro de pozo viene a ser el punto donde la vertical trazada desde el reservorio en el subsuelo, interseca la superficie terrestre. A partir de este punto se trazan los límites de la plataforma.

Como se puede deducir, la localización de una plataforma está estrechamente relacionada con la ubicación del reservorio en el subsuelo, motivo por el cual no es posible escoger el área o zona para su construcción. Este hecho implica que el relieve de la zona donde se construirá la plataforma puede variar desde uno suave y plano hasta otro totalmente accidentado. Sin embargo, cuando en una localización el movimiento de tierras representa un costo muy alto, es posible variar ligeramente las coordenadas del centro del pozo.

Definida, mediante coordenadas, la localización de un pozo en el plano, se procede a materializar su ubicación en el terreno. A partir de este punto se estacan los vértices de la plataforma de acuerdo a las dimensiones y orientación establecidas en plano.

DIMENSIONES

Las dimensiones de la plataforma son variables y están en función del tipo de equipo de perforación. Este, a su vez, tiene características variables, siendo la más relevante la profundidad de perforación. Es decir, de acuerdo a la profundidad a la que se desea llegar es que se determina el tipo de equipo de perforación. A su vez, para cada equipo de perforación está asociado un tipo de plataforma con dimensiones y características propias.

En la cuenca de Talara, las profundidades de perforación varían entre 10,000 y 5,000 pies, correspondiéndoles longitudes de plataforma que van desde los 83 m. hasta los 110 m.

El ancho de la plataforma se rige por: disposición y tamaño de las instalaciones auxiliares, distancias necesarias para maniobras de vehículos, y longitud de una canaleta para evacuación de residuos de lodo de perforación. Este ancho varía entre 49 y 67m.

CAMINO DE ACCESO

El camino de acceso es parte de la construcción de una plataforma, y su punto de origen viene a ser la vía más cercana a la plataforma a construirse. Dada la intensa actividad extractiva habida en el campo de operaciones petroleras de Talara, la red caminera se ha incrementado significativamente por lo que siempre hay un camino relativamente cerca de lugar donde se va a efectuar una nueva perforación, teniendo el camino de acceso una longitud que varía normalmente entre los 50 y 500m., y con poca frecuencia se presentan rangos entre 800m. y 1500m.

De acuerdo a la clasificación de las Normas Peruanas de Carreteras, el camino de acceso puede considerarse, por el servicio que presta, como una carretera de trocha carrozable. Asimismo, al igual que la plataforma, requiere de una capa que varía entre los 0.15m. a 1.20m. de material de base, sobre el nivel de la subrasante, dependiendo del tipo de suelo existente en la zona, tal como se ha explicado para las plataformas.

PLANOS REQUERIDOS

El establecimiento del perfil longitudinal del camino de acceso, así como el del nivel de subrasante de la plataforma exige necesariamente un levantamiento a curvas de nivel de la zona, estando el intervalo de curvas íntimamente relacionado con la topografía del lugar, requiriéndose mayor precisión en relieves accidentados que en los relieves planos.

OBRAS COMPLEMENTARIAS

Cantina de Lodos

Toda plataforma debe disponer; en el centro del pozo, o punto de perforación, de una cantina de lodos, la cual viene a ser una caja cuadrada excavada sobre la plataforma, cuyo lado varía entre 1.50 m y 2.13m, dependiendo del tipo de equipo de perforación. Dicha excavación se refuerza con muros de sostenimiento de concreto armado. La función de la cantina de lodos es retener las fugas y pérdidas de lodo de perforación sin desmoronamiento de la estructura de la plataforma.

Canaleta de lodos

Es una canal de sección rectangular, que tiene como ancho mínimo 1.0 m. y cuya función es conducir los desechos de la planta de lodos hacia la poza de lodos

Poza de lodos

Es una poza que se ubica en una parte baja y próxima a la plataforma y se construye con el objetivo de recepcionar los desechos de la planta de lodo . Esta poza debe tener una capacidad mínima de almacenamiento de 300m³.

1.2. - TIPOS DE PLATAFORMA

Las plataformas se construyen en función de las características del equipo de perforación. Uno de los factores más relevantes del equipo es la profundidad de perforación. De acuerdo a cuán profundo se requiere que sea el pozo, se elige el equipo de perforación.

A mayores profundidades se requieren equipos más grandes y más sofisticados y por lo tanto plataformas más grandes. Para menores profundidades se escogen equipos más pequeños para los que se construyen plataformas más pequeñas.

Otros aspectos que influyen en el tipo de plataforma son la disposición y tamaño de los componentes del equipo de perforación, tema al que nos referiremos en el ítem 3.

En los campos petroleros de Talara han existido, y existen, varios equipos de perforación que se diferencian entre sí por la mayor o menor profundidad de perforación a la que son capaces de llegar. Para cada uno de ellos corresponde un tipo de plataforma, que son las que se muestran en las figuras 1.1, 1.2, y 1.3.

1.3. - EQUIPOS DE PERFORACION

Se denomina equipo de perforación al conjunto de componentes que operan en forma conjunta con la finalidad de efectuar el trabajo de perforación de la corteza terrestre hasta la profundidad en que se encuentra el reservorio de petróleo.

El equipo de perforación funciona, en realidad, como una planta, ya que todos sus componentes operan en forma conjunta durante el proceso de perforación, con el único fin de penetrar la corteza hasta la profundidad requerida.

Los componentes lo conforman, sólo para mencionar los más importantes, el mástil, mesa rotatoria, base, planta de lodos, generadores, compresores, bombas, motores, tanques de agua, tanques de diesel, casetas, e instalaciones en general.

Las características de los componentes varían de acuerdo al equipo de perforación, y según dichas características se diseñan las dimensiones de la plataforma.

FIGURA I .1
FORMA Y TAMAÑO DE PLATAFORMAS

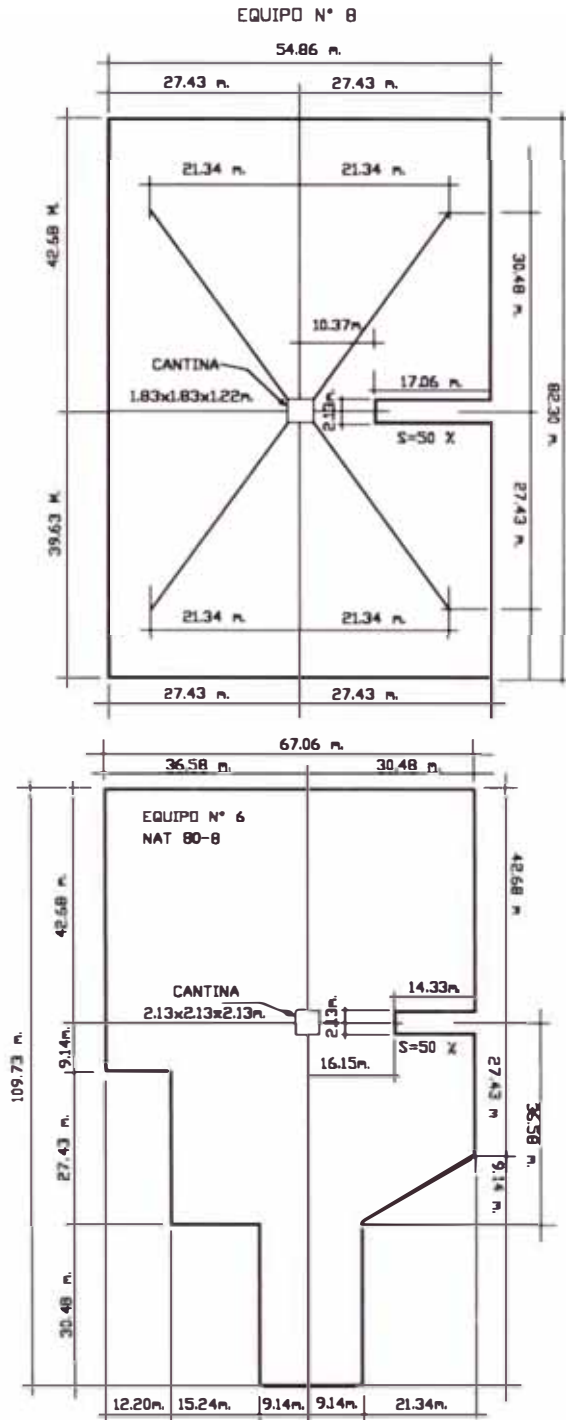


FIGURA I.2
FORMA Y TAMAÑO DE PLATAFORMAS

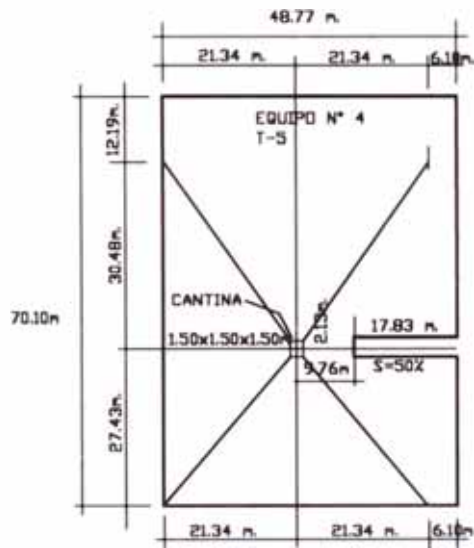
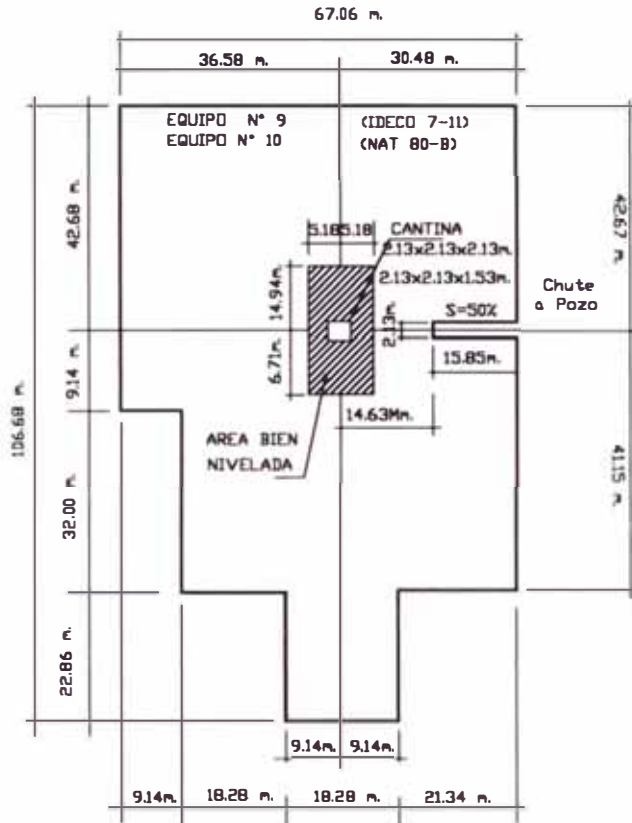
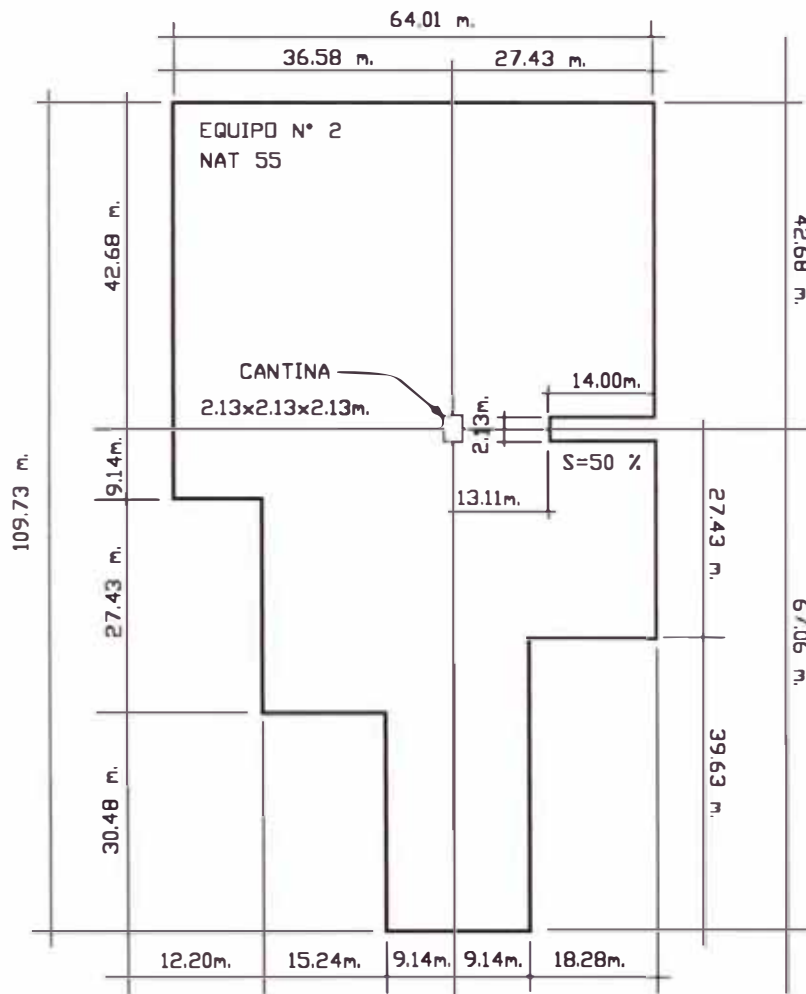


FIGURA I.3
FORMA Y TAMAÑO DE PLATAFORMAS



En el Cuadro N° I.1 se detallan los componentes típicos que forma parte de un equipo de perforación. Asimismo, la distribución en planta de estos componentes se muestra en el Plano N° 60

1.4.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO RUTINARIO

Debido a la baja del precio del crudo, actualmente las actividades de perforación en la cuenca de Talara se encuentran casi paralizadas. Sin embargo, hasta hace pocos años, cuando Petroperú S.A., empresa del estado, tenía el monopolio de la actividad petrolera, la perforación de un pozo petrolero era una actividad rutinaria y en la zona existían hasta cinco compañías dedicadas exclusivamente a esta actividad.

Tan intensa era la actividad que la construcción de plataformas de perforación se convirtió en una labor rutinaria, pero sobre todo en un trabajo que tenía que someterse a plazos de ejecución generalmente ajustados, ya que generalmente siempre había un equipo de perforación esperando la terminación de una plataforma de perforación.

Bajo este marco, la construcción de plataformas de perforación, se convirtió en una actividad para ejecutarla no sólo de la manera más rápida, sino también del modo más práctico, no importando en ocasiones a qué costo, criterio que por tratarse de una empresa estatal, no era muy tenido en cuenta. Adicionalmente, influía fuertemente el hecho de que todo el trabajo lo realizaba Petroperú S.A. con personal y equipos propios.

Seguidamente detallaremos sucintamente los criterios generales que gobernaban la actividad.

No se efectuaba levantamiento topográfico

No se realizaba ensayo de suelos

El Centro de pozo se ubicaba indefectiblemente de acuerdo a las coordenadas, y podía estar localizado en zona de corte o relleno.

**CUADRO N° I.1
COMPONENTES DEL EQUIPO GMB-44**

ITEM	DESCRIPCIÓN	MARCA	MODELO	PESO (KG)
1	WINCHE DE TOMAR DESVIACION			230
2	WINCHE PRINCIPAL	CABOT	2550	27,081
3	KELLY	DRILCO		367
4	KELLY BUSHING	VARCO	27 HDP	689
5	MASTER BUSHING	VARCO	MSP	902
6	MESA ROTATORIA	GARDNER DENVER	RT 27 1/2"	1,469
7	PREVENTOR DE REVENTONES	HYDRILL	GK 11 X 3000	2,433
8	PREVENTOR DE REVENTONES	NL SHAFFER	LWS 111 X 3000	2,892
9	UNIDAD DE CIERRE BOP	KOMEY	110-11S	9,180
10	BASE	CABOT	HIDR-TELESC	36,720
11	CORONA	CABOT	4-36. 1-42	27,678
12	GANCHO	WEB WILSON		2,846
13	MOTÓN	MCKISSICK		4,131
14	MANGUERA ROTATORIA		3" X 55	0
15	MASTIL	CABOT	127"-715000	13,770
16	SWIVEL	GARDNER DENVER	SW-300	666
17	AGITADOR DE LODO	B.C. BRANDT	MA 7.5	551
18	AGITADOR DE LODO	B.C. BRANDT	MA 7.5	551
19	AGITADOR DE LODO	B.C. BRANDT	MA 7.5	551
20	AGITADOR DE LODO	B.C. BRANDT	MA 7.5	551
21	DESARENADOR	DEMCO	123	1,056
22	DESILTER	DEMCO	416-H	1,021
23	ZARANDA	DERRICK	FLO-LINE CLEANER	2,570
24	ZARANDA	B.C. BRANDT	SIMPLE UNIT	1,315
25	DESGASIFICADOR	DEMCO	600	1,148

**CUADRO N° I.1
COMPONENTES DEL EQUIPO GMB-44**

ITEM	DESCRIPCIÓN	MARCA	MODELO	PESO (KG)
26	MOTOR DE BOMBA 1	CATERPILLAR	D-399 PC	6,885
27	MOTOR DE BOMBA 2	CATERPILLAR	D-399 PC	6,885
28	MOTOR DEL CUADRO 1	CATERPILLAR	D-3412	2,043
29	MOTOR DEL CUADRO 2	CATERPILLAR	D-3412	2,043
30	MOTOR DE BOMBA AUTÓNOMA	DETROIT 371	I033-7008	1,239
31	MOTOR DE GRUPO ELECTRÓGENO 1	CATERPILLAR	D- 3408	2,043
32	MOTOR DE GRUPO ELECTRÓGENO 2	CATERPILLAR	D-3408	2,043
33	MOTOR DE COMPRESOR 3	LISTER	US8679	344
34	MOTOR DE UNIDAD HIDRAULICA	GENERAL MOTORS	371	1,239
35	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL	PZ5G522B	275
36	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL	5K365CG202	275
37	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL	19362NM18	275
38	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL		275
39	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL		275
40	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL		275
41	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL		275
42	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL		275
43	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL		275
44	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL		275
45	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL		275
46	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL		275
47	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL		275
48	MOTOR ELECTRICO	U.S. ELECTRICAL		275
49	COMPRESOR	LEROI-DRESSER	550A	275
50	COMPRESOR	LEROI-DRESSER	880A	275

**CUADRO N° I.1
COMPONENTES DEL EQUIPO GMB-44**

ITEM	DESCRIPCIÓN	MARCA	MODELO	PESO (KG)
51	COMPRESOR	LEROI-DRESSER	880A	275
52	COMPRESOR	CATERPILLAR	SR-4	1,010
53	GENERADORES	DELCO	E7213	1,010
54	GENERADORES	DELCO	E7210	734
55	TRANSMISION DE BOMBA 1	GARDNER DENVER		0
56	TRANSMISION DE BOMBA 2	GARDNER DENVER		0
57	TRANSMISION MOTOR DE CUADRO 1	ALLISON	CLT6061-4	1,928
58	TRANSMISION MOTOR DE CUADRO 2	ALLISON	CLT6061-4	1,928
59	TRANSMISION DEL PTO	CABOT	600	1,193
60	TRANSMISION DEL PTO	CABOT		1,193
61	TRANSMISION PRINCIPAL	CABOT		2,066
62	BOMBAS LODO 1	GARDNER DENVER	TRIPLEX PZJ-9	12,164
63	BOMBAS LODO 2	GARDNER DENVER	TRIPLEX PZJ-9	12,164
64	BOMBAS	HARRISBURG	5 X 6R	207
65	BOMBAS	HARRISBURG	5 X 6R	207
66	BOMBAS	DEMCO	5 X 6R	207
67	BOMBAS	DEMCO	5 X 6R	207
68	BOMBAS	DEMCO	5 X 6R	207
69	BOMBAS	DEMCO	5 X 6R	207
70	BOMBAS	DEMCO	3 X 4RH	207
71	BOMBAS	DEMCO	3 X 4RH	207
72	BOMBAS	MISSION	5 X 6R	207
73	BOMBAS	HIDROSTAL	32-160	92
74	BOMBAS	HIDROSTAL	32-160	92
75	FRENOS HIDROMATICO	PARKERSBURG	V-80	138

1.5.- PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Como se mencionó en el ítem anterior, hasta hace poco tiempo todos los trabajos de perforación estaban en manos de la petrolera estatal Petroperú S.A. Actualmente, todos los lotes de la cuenca de Talara han sido otorgados en concesión a empresas privadas.

Este hecho ha implicado que todas las actividades relacionadas con la extracción de petróleo, sean rediseñadas y orientadas bajo el criterio de costo mínimo.

Dentro de este contexto, actualmente la construcción de plataformas de perforación es un servicio que se contrata a terceros. Si bien es cierto que las empresas concesionarias adjudican los contratos a las empresas de servicios que ofertan el menor monto, todavía se cuestiona si dicho monto es el óptimo que se puede alcanzar.

Con el fin de reducir costos y perforar con un margen de seguridad razonable, en este trabajo se pretende establecer una guía o norma para el diseño y construcción de las plataformas de perforación en la cuenca de Talara, que estarían basados en los siguientes parámetros.

Levantamiento topográfico obligatorio de la zona. Esto trae consigo la posibilidad de compensar cortes con rellenos, a través del diagrama de masas, y por tanto un menor volumen de tierras a mover.

Realización de ensayos de suelos. Identificando el tipo de suelo de la subrasante y sus propiedades, es posible especificar un espesor mínimo en la capa de base, con el consiguiente ahorro de material transportado.

Ubicación de centro de pozo en zona de corte. Esto permite mayor seguridad en las operaciones ya que se realizan en suelo más estable, y por lo tanto ahorro en la compactación de rellenos.

Esta propuesta representa un aporte para las empresas concesionarias, ya que van a ver reducidos sus costos en este rubro, y también para las empresas que brindan el servicio de construcción ya que se evitarán perjuicios por reclamos o rectificación de trabajos.

Lo que se muestra en los siguientes capítulos, son los criterios o patrones que deben tenerse en cuenta en el diseño y construcción de plataformas de perforación de pozos petroleros en la cuenca de Talara.

Para este fin tomamos como ejemplo, la construcción de la plataforma No 7132, ubicada en la zona denominada Merina, a 30 km aproximadamente al norte de la ciudad de Talara, antes de llegar al Distrito de El Alto, poblados pertenecientes a la Provincia de Talara, Departamento de Piura.

La ejecución de esta plataforma se encargó a la empresa GMB, perteneciente al holding Graña y Montero, la misma que se adjudicó el paquete global de perforación.



Foto I.1. Vista Panorámica de una Plataforma.



Foto I.2. Camino de acceso.

38 4 19



Foto I.3. Cantina de lodos.



Foto I.4. Cantina de lodos y tableros.



Foto I.5. Canaleta de lodos.

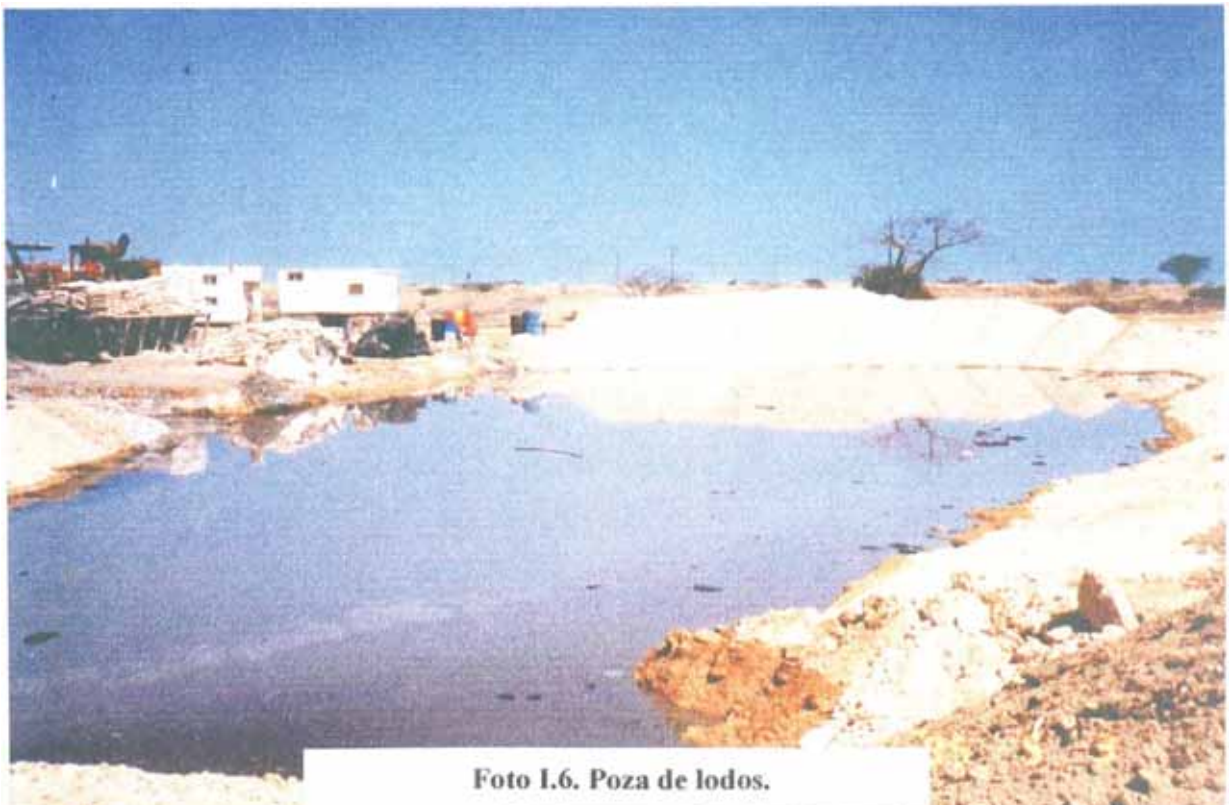


Foto I.6. Poza de lodos.



Foto I.7. Vista panorámica de un equipo de perforación.



Foto I.8. Base del Equipo de perforación.

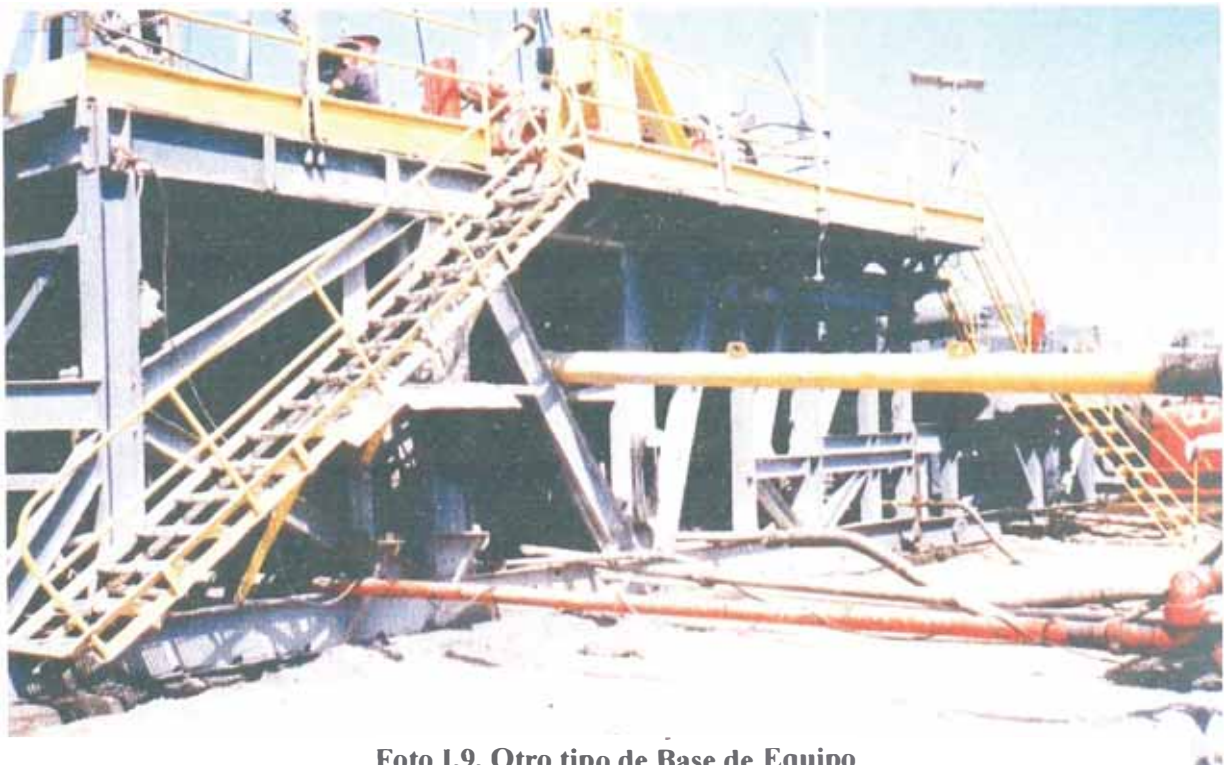


Foto I.9. Otro tipo de Base de Equipo de perforación.



Foto I.10. Plataforma de Base.



Foto I.11. Caseta de oficinas.



Foto I.12. Planta de lodos.



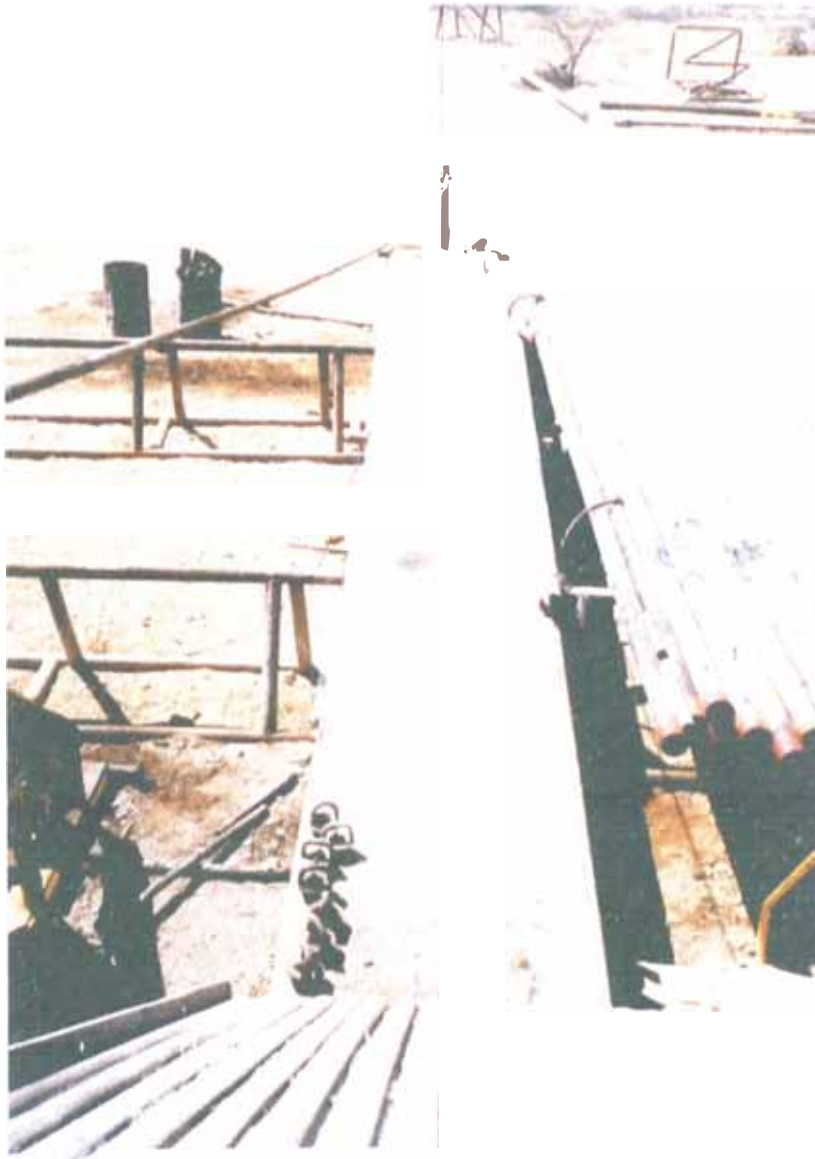


Foto I.13. Rack de tubería.





Foto I.16. Grupo electrógeno.



Foto I.17. Tanques de diesel.

CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto trata sobre la construcción de la plataforma de perforación del pozo 7132, Merina.

II.1. - UBICACIÓN

El proyecto está ubicado en una zona denominada Merina, dentro del campo de explotación petrolífera, actualmente denominado Lote X y explotado por la empresa Pérez Companc del Perú S.A.

El Lote X comprende una superficie aproximada de 39, 000 hectáreas y está situado al norte de la ciudad de Talara, comprendiendo terrenos que se encuentran dentro de la jurisdicción de los distritos de Lobitos, El Alto y Los Organos. (Ver Fig. N° II.1)

II.2. - COORDENADAS DE REFERENCIA

Dentro de este lote, en una zona denominada Merina, se encuentra el pozo 7132, cuyas coordenadas CPL son:

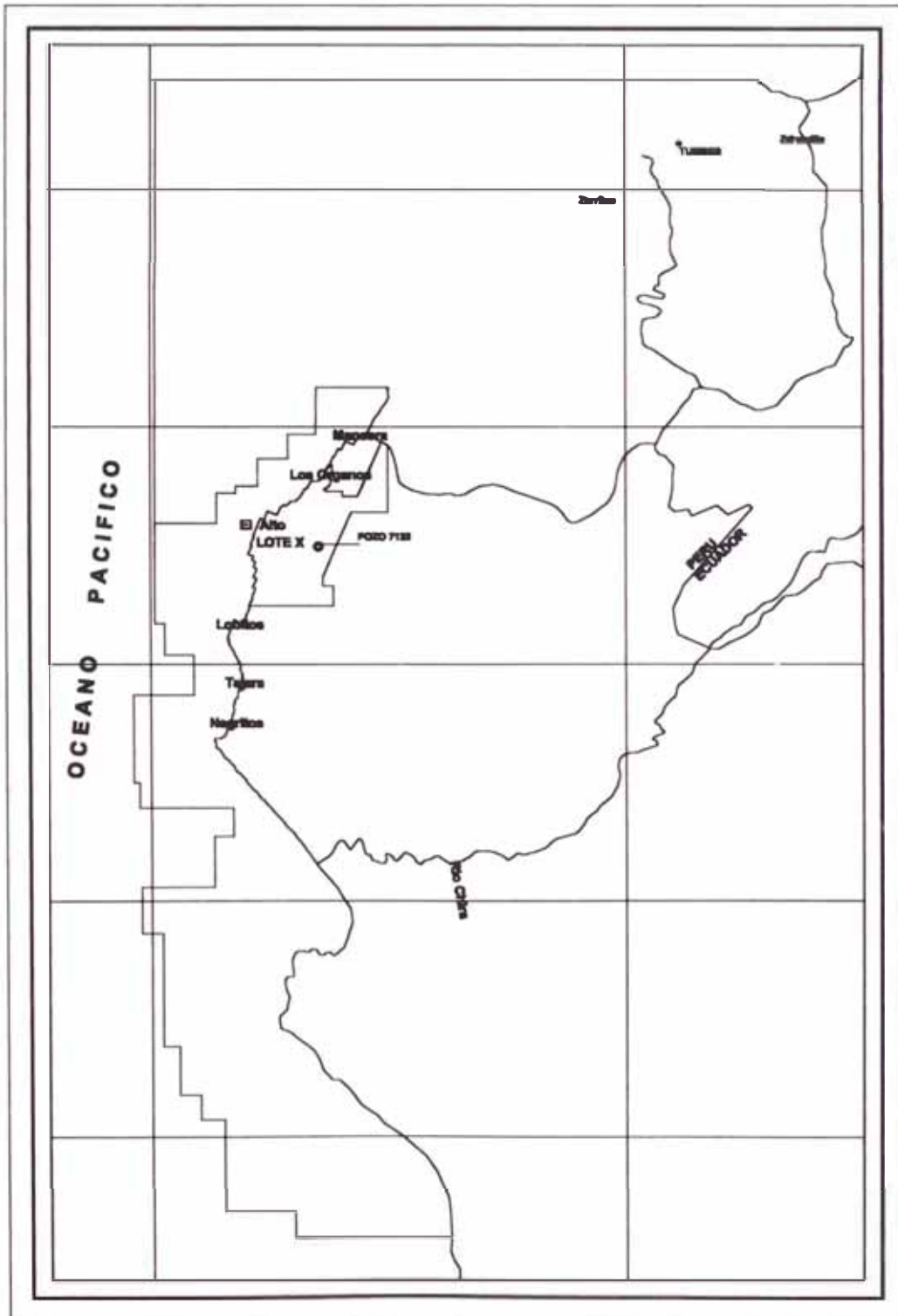
Norte : 38, 349

Este : 18, 626

Las coordenadas indicadas son unas coordenadas arbitrarias que fueron establecidas años atrás por la Compañía Petrolera Lobitos (CPL), cuando tenía a su cargo la explotación de este lote. Petróleos del Perú S.A., que sucedió a la Compañía Petrolera Lobitos en la explotación de estos campos, usó las mismas coordenadas para la localización de pozos y otras instalaciones. Dichas coordenadas continúan utilizándose actualmente. (Ver Fig. N° II.2)

El lugar tiene una elevación de 261.20 m sobre el nivel del mar.

FIGURA II . 1
SITUACION Y UBICACION DEL LOTE X Y POZO 7132



II.3. - PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA PLATAFORMA

Una vez ubicadas en el campo las coordenadas del pozo, se procede a efectuar el levantamiento de curvas de nivel de la zona. Lo típico es efectuar un plano a curvas de nivel con intervalos de 1 m. a escala de 1/500. Las secciones transversales se dibujan a la escala de 1/200.

Sobre el plano de curvas de nivel se dibuja en planta los límites de la plataforma. Esta se orienta longitudinalmente en una dirección que haga un ángulo de 23° hacia el este con la dirección norte-sur. Esto, en razón de los fuertes vientos predominantes en la zona y que siguen la dirección indicada. Los cables que soportan el mástil se colocan teniendo en cuenta la dirección de los vientos.

El área a ser levantada comprende hasta unos 50m. Más allá de los linderos de la plataforma.

El nivel de la subrasante se determina en base al menor movimiento de tierras a realizar, es decir, compensando los cortes y los rellenos. Para este efecto se utiliza el denominado Diagrama de Masas, el cual se explica más adelante.

Con la finalidad de conocer su comportamiento, debe efectuarse ensayos del suelo que conforma el terreno de fundación ó subrasante. Estos ensayos están orientados básicamente a asegurar la capacidad de soporte del terreno de fundación y a evitar asentamientos indeseables.

Lo recomendable y práctico en estos casos es efectuar calicatas con el fin de determinar el perfil estratigráfico del suelo, altura del nivel freático y extraer muestras para someterlas a ensayos y conocer datos como:

Tipo de suelo
 Contenido de humedad
 Límite líquido y plástico
 Índice plástico
 Resistencia al corte
 Ángulo de fricción interna

Con estos parámetros se puede determinar la capacidad de soporte del terreno de fundación y especificar el espesor de la capa de base.

II.4 PARÁMETROS DE DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO

Definida la ubicación de la plataforma se efectúa el trazo del camino de acceso, cuyos puntos extremos vienen a ser la plataforma a construirse, y el punto más cercano a otro camino ya existente.

Para definir los parámetros de diseño del camino de acceso debemos resaltar el hecho de que el camino de acceso tiene como función principal:

- Soportar el tránsito de vehículos y equipos pesados durante el proceso de perforación. Dicho proceso dependiendo de las condiciones del pozo puede durar entre diez a treinta días, y durante ese lapso el camino de acceso sirve para el ingreso de los vehículos y equipos a la plataforma, y luego para la salida de aquellos una vez concluida la perforación.
- Soportar el tránsito de vehículos livianos por el tiempo que dure la actividad extractiva. Una vez perforado el pozo, se inicia la actividad extractiva, es decir el bombeo del petróleo desde el subsuelo hasta los tanques de almacenamiento, proceso que se desarrolla permanentemente durante toda la vida útil del pozo. Durante este lapso, el camino de acceso sólo da servicio a vehículos livianos que esporádicamente dan mantenimiento a los equipos de bombeo.

Como se puede deducir de lo indicado anteriormente, el camino de acceso, de acuerdo a su función, sólo puede ser clasificado como una trocha carrozable, de acuerdo a la clasificación de las Normas Peruanas para Diseño de Carreteras.

Es decir en su trazo y construcción, los parámetros de pendiente, radios de curvas horizontales y verticales, peralte, etc., tendrían como única limitación las impuestas por la marcha normal de los vehículos que transitan por él.

Sin embargo, es conveniente establecer algunos parámetros, los cuales se reseñan a continuación:

A.- ANCHO DEL CAMINO

Si aplicamos las Normas Peruanas para el Diseño de Carreteras, tendríamos que para una trocha carrozable, con tráfico inferior a 20 vehículos/ h, el ancho mínimo de la sección transversal sería: 3.00 m

Sin embargo, el acceso a una plataforma de perforación reviste características especiales ya que se trata de una trocha por donde, durante el proceso de perforación, circulan vehículos de transporte de longitud y ancho excepcionales.

Se ha estimado que el desplazamiento normal de estos vehículos con su carga requiere de un ancho mínimo de 6.00 m

Para considerar el ancho de la explanación, debemos tener en cuenta que sobre la subrasante irá la capa de base. Considerando un espesor promedio de 0.25 m para esta capa de base, y teniendo en cuenta que la misma que se coloca con un talud (V: H) de 1:1.5, se originará un sobreancho adicional de 0.75 m. Por tanto el ancho total de la explanación será de 6.75 m. Para efectos prácticos consideraremos como ancho total del camino 7.00 m

B.- ANCHO DE BERMAS

Por tratarse de una trocha carrozable de acuerdo a las características descritas en los párrafos anteriores, no se considerarán bermas laterales.

C.- BOMBEO, PERALTE Y SOBREANCHO

De acuerdo a las Normas Peruanas todo camino debe tener un bombeo de 1% ó 2%. En nuestro caso, por tratarse de una zona con lluvias estacionales escasas, pero a veces muy intensas, adoptaremos un bombeo de 2%, para facilitar la evacuación inmediata del agua pluvial.

Con el fin de contrarrestar la fuerza centrífuga, los tramos en curvas horizontales serán peraltados aplicando para estos casos el valor de 6%, sugerido por las normas.

No se ha considerado necesario aplicar el sobreancho para compensar el mayor espacio requerido por los vehículos al maniobrar en curva, debido a que el ancho de 7.00 asumido para la sección transversal, resulta suficiente para cubrir los mayores espacios requeridos en curvas horizontales.

D.- RADIO MÍNIMO

Se aplicará el valor sugerido por las Normas Peruanas las cuales establecen que el radio mínimo normal para curvas horizontales, debe ser de 30 m, valor que corresponde a una velocidad directriz de 30 km./h.

E.- PENDIENTE

La pendiente máxima normal será de 7%. Cuando las condiciones del terreno, así lo exijan, la pendiente podrá ser de 10% como máximo.

F.- DRENAJE

En forma general, el drenaje superficial de aguas pluviales se efectuará mediante la pendiente longitudinal de la subrasante, y el bombeo aplicado a su sección transversal.

En los tramos en corte, obligatoriamente se construirán cunetas. De acuerdo a lo recomendado por las Normas Peruanas, las dimensiones de las mismas serán de 0.30 m de profundidad, por 0.50 m de ancho. Dichas cunetas se construirán sin revestimiento.

Los cruces de quebradas o quebradillas se harán mediante la ejecución de badenes los cuales incluirán la colocación de alcantarillas

II.5.- IDENTIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO DE LA SUBRASANTE

Esta etapa es de suma importancia puesto que a través de ella se determina la capacidad de soporte del suelo, y el espesor de la capa de base.

Para este fin resulta indispensable efectuar los ensayos de suelos correspondientes. Cabe precisar que para el este proyecto específico no se realizaron ensayos de suelos. Sin embargo se utilizaron los resultados de ensayos que se efectuaron expresamente para la cimentación de un compresor, en un área cercana a la plataforma y cuyas características se pueden considerar similares.

Para la identificación del tipo de suelo de la subrasante se efectuaron dos calicatas de 3 m de profundidad. A partir de 1 m de profundidad se realizaron ensayos de peso unitario a distintas profundidades, además de un muestreo alterado para analizar las propiedades físicas y mecánicas en el laboratorio. No se pudieron obtener muestras inalteradas debido a las foliaciones que presentaba el material cohesivo encontrado.

La columna estratigráfica representativa obtenida a partir de las dos calicatas se muestra en la Fig. N° II.3

Los ensayos realizados fueron:

En muestras alteradas

- Límites de consistencia
- Contenido de humedad natural

En muestras remoldeadas al peso unitario obtenido in situ

- Resistencia a la compresión no confinada

A.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO

El perfil estratigráfico obtenido indica la presencia de un estrato homogéneo en toda la profundidad excavada, conformada por una arcilla de alta plasticidad, de color amarillento claro, con foliaciones. (Ver Fig. II.3)

La humedad natural del suelo es de alrededor del 17%. No se encontró nivel freático hasta la profundidad excavada.

B.- LÍMITES DE CONSISTENCIA

Se define como consistencia de un suelo, al grado de cohesión que tienen sus partículas y a su resistencia a las fuerzas exteriores que tienden a deformar su estructura.

Los límites de consistencia de un suelo, llamados también límites de Atterberg, en honor al investigador sueco del mismo nombre, están representados por su contenido de humedad.

Los principales se conocen como límite líquido, límite plástico y límite de contracción.

FIG. II.3 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

UNIVERSIDAD DE PIURA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS Y ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ÁREA DE MECÁNICA DE SUELOS

Orden de trabajo N°:

6564

EXPLORACIÓN DEL SUELO A TRAVÉS DE CALICATA Norma ASTM D 420

Solicitante: JUAN TEJERO

Proyecto: INSTALACIÓN DE COMPRESOR - CABO BLANCO

Ubicación: EL ALTO

fecha de inicio: 2/01/96

Cota de superficie del terreno:

fecha de fin: 2/01/96

Profundidad del Nivel freático:

No se encontró

Calicata N°: C -1

Profundidad total de excavación:

2,00 m.

PROFUNDIDAD (m.)	MUESTRA OBTENIDA	HUMEDAD (%)	LÍMITE LIQUIDO (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN DEL SUELO
1,00	sí	17,44	64,00	37,70	[Hatched Pattern]		De 0,00 a 2,00 m.: Arcilla inorgánica de alta plasticidad, color marrón amarillento claro. (CH)
		18,20					
2,00	sí	17,63		40,59			
3,00		17,81					
4,00							No se encontró nivel freático
							LAMINA N° 4

Operador: Téc. Ismael Ruíz P.

Supervisor: Ing. Wilson miranda H.


 Ing. Jefe del Laboratorio

Límite Líquido

Es el contenido de humedad que corresponde al límite entre los estados de consistencia líquido y plástico de un suelo.

Límite Plástico

Es el contenido de humedad que corresponde al límite entre los estados de consistencia plástico y semisólido.

Se ha convenido en que esta humedad sea la que permita amasar un suelo, a mano, en rollitos de 3 mm. (1/8") de diámetro, aproximadamente, sin que presente signos de ruptura.

Índice Plástico.

El Índice Plástico viene a ser el valor numérico de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

$$I_p = Ll - Lp$$

Un índice de plasticidad elevado, indica mayor plasticidad. Cuando un material no tiene plasticidad (arena, por ejemplo), se considera el índice de plasticidad como cero.

En las Fig N° II.4 y II.5 se presentan los resultados de los ensayos para determinar los límites de consistencia de las muestras de suelo correspondiente al lugar donde se ejecutará la plataforma. Y en el Cuadro N° II.1 se muestran los valores promedio que se utilizarán en el presente estudio.

FIG. II.4 LÍMITES DE CONSISTENCIA MUESTRA C-1 UNIVERSIDAD DE PIURA

Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción

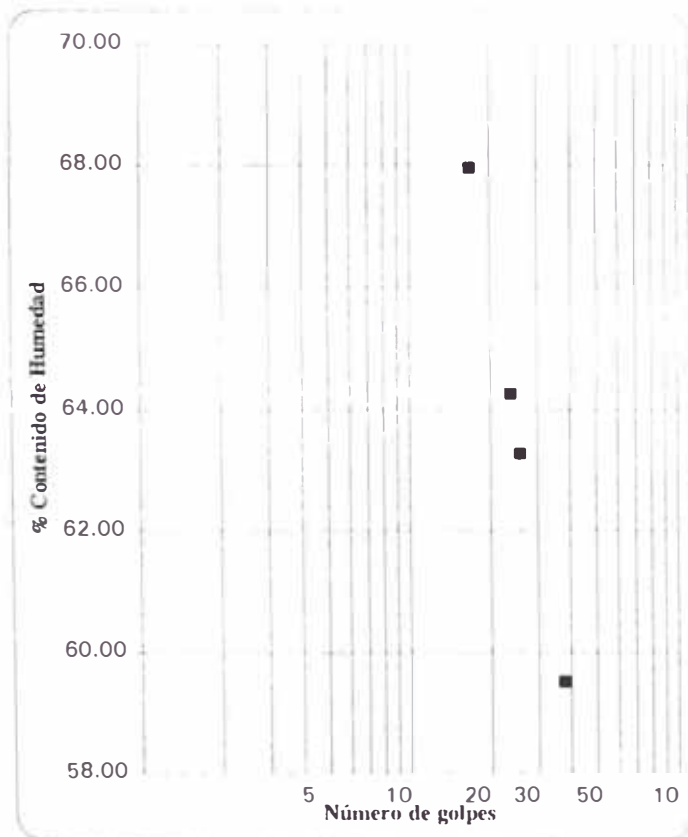
SOLICITANTE	: JUAN TEJERO	CLAVE LAB.	: 6564 - LEEM
OBRA	: Instalación de compresor - Cabo Blanco	UBICACION	: El Alto

LIMITE LIQUIDO

Peso húmedo	12.41	9.96	11.35	13.00		
Peso seco	7.78	6.10	6.91	7.74		
Peso de agua	4.63	3.86	4.44	5.26		
% de Humedad	59.51	63.28	64.25	67.96		
Nº de golpes	38	26	24	17		

LIMITE PLASTICO

Peso húmedo	3.77	2.53	2.72			
Peso seco	2.98	2.01	2.15			
Peso de agua	0.79	0.52	0.57			
% de Humedad	26.51	25.87	26.51			



DESCRIPCION DE LA MUESTRA

Arcillas inorgánicas de alta plasticidad. Color marrón amarillento claro. Procedente de calicata C1 , profundidad: 0,50 m
Clasificación SUCS : **CH**

LIMITE LIQUIDO L. L.	64.00
LIMITE PLASTICO L. P.	26.19
INDICE PLASTICO I. P.	37.81

CERTIFICADO N°	953415
FECHA	Piura 03-01-96
OPERADOR	Téc. Wigherto Lazo Ing. Wilson Miranda

Manuel Augusto Hernandez
Ing. Jefe de Laboratorio

FIG. II.5 LÍMITES DE CONSISTENCIA MUESTRA C-2 UNIVERSIDAD DE PIURA

Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción

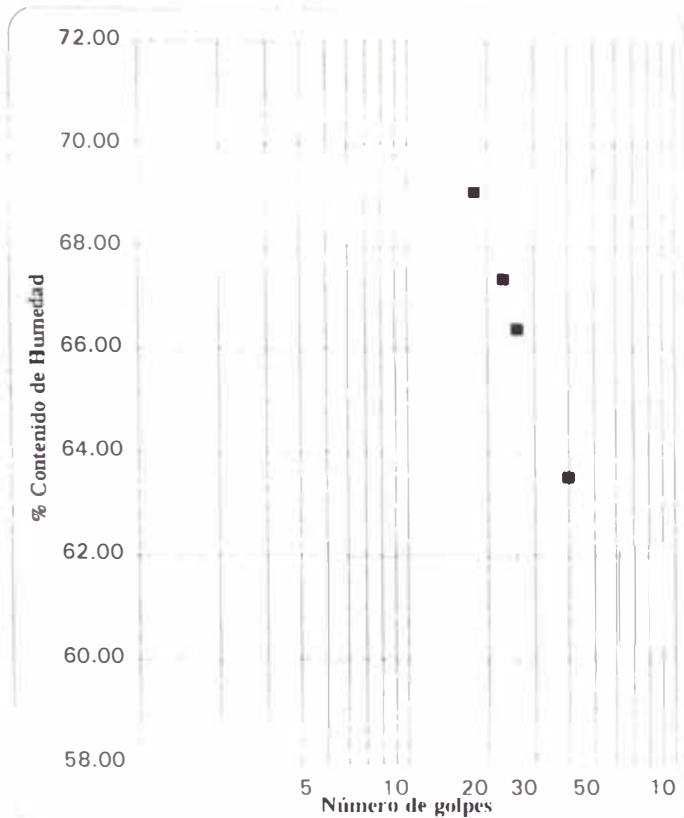
SOLICITANTE	: JUAN TEJERO	CLAVE LAB.	: 6564 - LEEM
OBRA	: Instalación de compresor - Cabo Blanco	UBICACION	: El Alto

LIMITE LIQUIDO

Peso húmedo	11.51	11.58	12.20	10.65		
Peso seco	7.04	6.96	7.29	6.30		
Peso de agua	4.47	4.62	4.91	4.35		
% de Humedad	63.49	66.38	67.35	69.05		
Nº de golpes	40	26	23	18		

LIMITE PLASTICO

Peso húmedo	1.82	4.09	5.16			
Peso seco	1.44	3.24	4.10			
Peso de agua	0.38	0.85	1.06			
% de Humedad	26.39	26.23	25.85			



DESCRIPCION DE LA MUESTRA

Arcillas inorgánicas de alta plasticidad. Color marrón amarillento claro. Procedente de calicata C2, profundidad: 2.00 m.
Clasificación SUCS : CH

LIMITE LIQUIDO L. L. 66.75

LIMITE PLASTICO L. P. 26.31

INDICE PLASTICO I. P. 40.44

CERTIFICADO N° 953414

FECHA Piura 03-01-96

OPERADOR Téc. Wlberto Lazo

Ing. Wilson Miranda

Manuel Benítez
Ing. Jefe de Laboratorio

CUADRO N° II.1**VALORES REPRESENTATIVOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA**

	CALICATA 1	CALICATA 2	PROMEDIO
LÍMITE LÍQUIDO	64.00	66.75	65.37
LÍMITE PLÁSTICO	26.19	26.31	26.25
ÍNDICE PLÁSTICO	37.81	40.44	39.12

C.- ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO

Este ensayo se utiliza para verificar la densidad del material, con el objeto de compararlo con la densidad máxima que se puede obtener en laboratorio, cualidad que está asociada al contenido óptimo de humedad.

En este caso lo que se ha medido es la densidad del suelo de subrasante en su estado natural. Los resultados arrojan un grado de compactación del 92% con respecto al máximo de grado de compactación que puede alcanzar este material. (Ver Fig. N° II.6)

De acuerdo a lo anterior podemos concluir que, para las zonas en que el nivel de subrasante coincide con el nivel del terreno y para las zonas en corte, prácticamente no se requiere proceso de compactación alguna. Sin embargo los rellenos necesariamente deberán ser compactados.

FIG. II.6 ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO

UNIVERSIDAD DE PIURA
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS Y ENSAYO DE MATERIALE
ENSAYO DENSIDAD DE CAMPO

OBRA	: Instalación de Comprsor - Cabo Blanco	ORDEN DE TRABAJO	6564
UBICACION	: El Alto	CERTIFICADO No.:	953417
SOLICITANT	: JUAN TEJERO		

PUNTO No.	1	2	3	4	5	6	7
UBICACION Relleno	C - 1	C - 1	C - 1		C - 2	C - 2	C - 2
ESPEJOR COMPACTADO	0.50	1.00	2.00		0.50	1.00	2.00
CAPA							
1) PESO MATERIAL + TARA	3400.00	3606.00	3705.00		3098.00	3275.00	3426.00
2) TARA	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
3) PESO DE MATERIAL (1) - (2)	3400.00	3606.00	3705.00		3098.00	3275.00	3426.00
4) PESO DE ARENA + FRASCO	6495.00	6405.00	6352.00		6438.00	6378.00	6140.00
5) ARENA QUE QUEDA + FRA	2800.00	2590.00	2566.00		2640.00	2460.00	2600.00
6) PESO DE CONO	1165.00	1160.00	1060.00		1060.00	1060.00	1060.00
7) PESO ARENA - HUECO (5) +	3965.00	3750.00	3626.00		3700.00	3520.00	3660.00
8) ARENA EMPLEADA (4) - (7)	2530.00	2655.00	2726.00		2738.00	2858.00	2480.00
9) DENSIDAD ARENA	1.40	1.40	1.40		1.40	1.40	1.40
10) VOLUMEN HUECO (8) / (9)	1807.14	1896.43	1947.14		1955.71	2041.43	1771.43
11) PESO GRAVA SECA	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
12) PESO ESPECIFICO GRAVA	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
13) VOLUMEN GRAVA (11) / (12)	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
14) PESO SUELO (3) - (11)	3400.00	3606.00	3705.00		3098.00	3275.00	3426.00
15) VOLUMEN SUELO (10) - (13)	1807.14	1896.43	1947.14		1955.71	2041.43	1771.43
16) γ SUELO (14) / (15)	1.88	1.90	1.90		1.58	1.60	1.93
17) HUMEDAD DEL SUELO	17.44	18.20	17.81		1.00	3.10	20.42
18) γ SUELO SECO (16) / 1 + (17)	1.60	1.61	1.62		1.57	1.56	1.61
19) MAXIMA DENSIDAD	1.74	1.74	1.74		1.74	1.74	1.74
20) % DE COMPACTACION (18)	92.07%	92.45%	92.82%		90.14%	89.43%	92.30%
21) SUELO HUMEDO + TARA	127.02	124.38	133.80		145.66	120.60	138.82
22) SUELO SECO + TARA	112.30	109.68	117.70		144.48	117.75	119.87
23) PESO DE AGUA (21) - (22)	14.72	14.70	16.10		1.18	2.85	18.95
24) TARA	27.91	28.23	27.30		26.88	25.22	27.06
25) PESO DE SUELO SECO (22) -	84.39	81.45	90.40		117.60	92.53	92.81
26) HUMEDAD (23) / (25)	17.44	18.05	17.81		1.00	3.08	20.42

Supervisado por Ing. Wilson Miranda H.

Realizado por: Téc. Guadalupe Ruiz

Piura, 03 de enero de 1996

Marcos Augusto Namudo
 Ing. Jefe de Laboratorio

D.- CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Con los resultados de los ensayos descritos podemos identificar el tipo de suelo del terreno de fundación, utilizando la clasificación de suelos de la AASHO y la clasificación SUCS.

a) Clasificación AASHO

Esta clasificación divide los suelos en dos grupos: suelos granulares, y suelos de granulometría fina, limo-arcillosos. A continuación indicamos cada una de estas clases con sus correspondientes grupos y subgrupos.

Suelos granulares.

Son aquellos que tienen 35% o menos del material fino que pasa el tamiz N° 200 (0.075 mm). Estos suelos forman los grupos A-1, A-2 y A-3.

Suelos finos limo-arcillosos. Contienen más del 35% de material fino que pasa la malla N° 200.

Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

En la Fig. N° II.7 se muestra esta clasificación con sus respectivos subgrupos y propiedades de estos suelos.

La variación de los límites e índices de plasticidad para los suelos finos de puede apreciar en la Fig. II.8.A. La modificación más importante de acuerdo a esta nueva clasificación es el hecho de poder evaluar y reconocer la calidad de un suelo por medio de los denominados “índices de grupo” (Ver Fig II.8.B)

FIG. N° II.7

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN AASHO

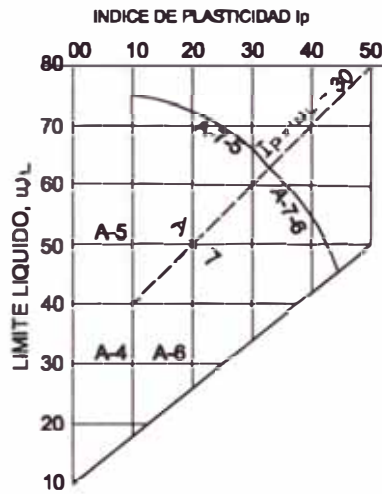
CLASIFICACIÓN GENERAL	Materiales granulares (35% o menos del total pasa el tamiz N° 200)						Materiales limo-arcillosos (más del 35% del total pasa el tamiz N° 200)				
	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7
GRUPOS											
SUBGRUPOS											
Porcentaje que pasa el tamiz											
N° 10 (2.00 mm)	50 máx										
N° 40 (0.425 mm)	30 máx	50 máx									
N° 200 (0.075 mm)	15 máx	25 máx	51 min 10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 min	36 min	36 min	36 min
Características del material que pasa el tamiz N° 40 (0.425 mm)											
Límite Líquido											
Índice de Plasticidad	6 máx										
Índice de Grupo (b)	0										
Tipo de material	Fragm. de piedra,grava y arena		Arena fina	Gravas y arenas limosas y arcillosas				Suelos limosos	Suelos arcillosos		
Terreno de fundación	Excelente a bueno						Regular a malo				

(a) Ver Fig. N° II.8.A

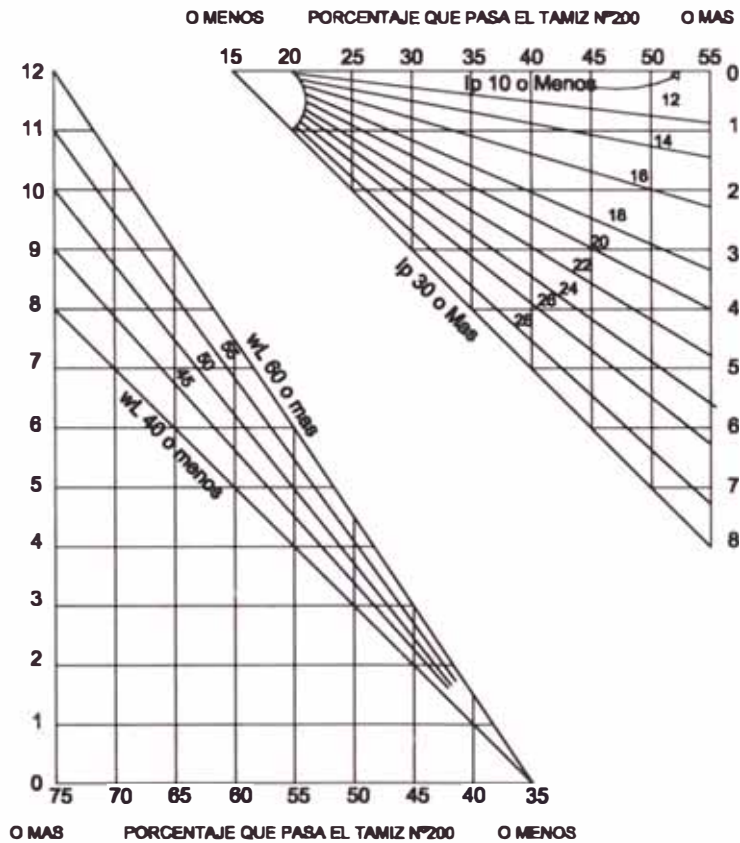
(b) Ver Fig. N° II.8.B

FIG II. 8

A. RANGOS DE LIMITE LIQUIDO E INDICE DE PLASTICIDAD



B. CUADRO PARA OBTENER EL INDICE DE GRUPO



Índice de Grupo. Aquellos suelos que tienen un comportamiento similar se hallan dentro de un mismo grupo, y están representados por un determinado índice. La clasificación de un suelo en un determinado grupo se basa en su Límite Líquido, grado de plasticidad, y porcentaje de material fino que pasa el tamiz N° 200.

Los índices de grupo de suelos granulares están generalmente comprendidos entre 0 y 4; Los correspondientes a los suelos limosos, entre 8 y 12, y los de los suelos arcillosos, entre 11 y 20, o más.

El índice de grupo puede determinarse mediante la siguiente fórmula:

$$IG = (F - 35) [0.2 + 0.005 (LI - 40)] + 0.01 (F - 15) (Ip - 10)$$

Donde:

F = Porcentaje que pasa el tamiz N° 200

LI = Límite líquido

Ip = Índice de plasticidad

b) Clasificación unificada de suelos (SUCS)

Esta clasificación divide los suelos en dos grupos: granulares y finos

En el primer grupo se hallan las gravas, arenas y suelos gravosos o arenosos, con poca cantidad de material fino. Estos suelos corresponden en líneas generales a los clasificados como A-1, A-2 y A-3, por la AASHO, y son designados en la siguiente forma:

Gravas o suelos gravosos: GW, GC, GP y GM.

Arenas o suelos arenosos: SW, SC, SP y SM.

Las siglas representan:

G = Grava o suelo gravosos.

S = Arena o suelo arenoso

W = Bien graduado

C = Arcilla inorgánica

P = Mal graduado

M = Limo inorgánico o arena muy fina

En el segundo grupo se hallan los materiales finos, limosos o arcillosos, de baja o alta compresibilidad, y son designados de la siguiente forma:

Suelos de baja o mediana compresibilidad: ML, CL, y OL

Suelos de alta compresibilidad: MH, CH y OH

Las siglas representan:

M = Limo orgánico o arena muy fina

C = Arcilla

O = Limos, arcillas y mezclas limo-arcillosas con alto contenido de materia orgánica

L = Baja a mediana compresibilidad

H = Alta compresibilidad

De acuerdo a los ensayos efectuados en el Laboratorio de Ensayos de Materiales de Construcción de la Universidad de Piura, el suelo de subrasante corresponde a arcillas inorgánicas de alta plasticidad, de color marrón amarillento claro.

Clasificación ASHO : A-7-6

Clasificación SUCS : CH

La calificación de este tipo de suelos como terreno de fundación es de regular a malo. Esto es así debido a la propiedad que tienen de cambiar de volumen cuando varía su contenido de humedad. Asimismo, para contenidos de humedad cercanos a su límite líquido la resistencia al corte es prácticamente nula.

Sin embargo en estado seco y compactado, como es su estado natural, es muy resistente a las deformaciones.

E.- ENSAYO DE COMPRESIÓN NO CONFINADA

Es un ensayo de compresión simple, y equivale a una prueba triaxial en la cual el esfuerzo lateral es nulo. Los resultados de este ensayo se utilizan para calcular la capacidad admisible de carga del terreno.

El esfuerzo normal que se aplica a la muestra cilíndrica de suelo hasta que falle, se designa q_u y se denomina “resistencia a la compresión sin confinar” del suelo.

Conociendo el valor de la resistencia a la compresión sin confinar q_u , se puede determinar el valor del esfuerzo cortante, a través de la ecuación de Coulomb, y aplicando una forma particular de la fórmula general que relaciona los esfuerzos normales con los parámetros c (cohesión interna) y ϕ (ángulo de fricción interna).

La ecuación de Coulomb se expresa así:

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

Donde:

σ = esfuerzo normal que actúa sobre el plano de ruptura

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

c = cohesión del suelo

Para suelos puramente friccionantes, donde c es igual cero:

$$s = \sigma \operatorname{tg} \phi$$

Y para suelos puramente cohesivos, donde ϕ es igual a cero:

$$s = c$$

Como el material en estudio está clasificado como CH, que es un material netamente cohesivo, entonces el valor del esfuerzo cortante s es igual a su cohesión interna c .

Por lo tanto debemos ahora determinar el valor de c

Sabemos que :

$$c = q_u / 2$$

O sea que, en los suelos arcillosos, en los cuales el ángulo ϕ es prácticamente cero, su cohesión c será igual a la mitad de su resistencia a la compresión sin confinar q_u

Por lo tanto el valor del esfuerzo cortante s es igual a la mitad del valor de la resistencia a la compresión sin confinar.

En la Fig. N° II.9 se aprecia el resultado de los ensayos de compresión no confinada correspondientes a las muestras de las calicatas C-1 y C-2.

El valor representativo q_u de la arcilla proveniente del sondaje C-1 es de 3.10 Kg/cm². El valor representativo q_u de la arcilla proveniente del sondaje C-2 es de 1.87 Kg/cm²

Para efectos de nuestro estudio tomaremos como valor el promedio de estos dos últimos resultados.

ENSAYO DE COMPRESION NO CONFINADA EN ARCILLAS

SOLICITANTE : JUAN TEJERO
 OBRA : Instalación de Compresor - Cabo Blanco
 UBICACION : El Alto
 MUESTRA : Arcilla proveniente de sondaje C-1
 profundidad 0.00 - 0.50 m.

RESULTADOS

Tiempo (seg.)	Dial vertical (x 10 ⁻³)	Deformación, e (%)	Area corregida A (cm ²)	Anillo de carga (x 10 ⁻³)	carga axial, P (kg.)	Resistencia a compresión s _c , P/A Kg/cm ²	Esfuerzo de corte, P/2A,t, kg/cm ²
0	0	0	0	0	0	0	0
5	5	0.176	10.48	14	6.16	0.59	0.29
10	10	0.352	10.50	29	12.76	1.22	0.61
15	15	0.528	10.52	44	19.36	1.84	0.92
20	20	0.704	10.53	49	21.56	2.05	1.02
25	25	0.879	10.55	57	25.08	2.38	1.19
30	30	1.055	10.57	64	28.16	2.66	1.33
35	35	1.231	10.59	68	29.92	2.83	1.41
40	40	1.407	10.61	71	31.24	2.94	1.47
45	45	1.583	10.63	75	33.00	*3.10	1.55
50	50	1.759	10.65	70	30.80	2.89	1.44
55	55	1.935	10.67	69	30.36	3.08	1.42

MEDIDAS DE LA MUESTRA

Diámetro: 3.65 cm.

Area inicial, A₀ = 10.46 cm²

Altura inicial, l₀ = 7.22 cm.

Anillo de carga N° 10741.

Factor de calibración: 0.44 kg/10⁻⁴ pulg.

Realizó el ensayo : Téc. Wilfredo Lazo Carmen

Fecha : Piura, 04 de enero de 1996

AREA CORREGIDA:

$$A = \frac{A_0}{1 - e/100}$$

* Máximo esfuerzo = 3.10 kg/cm²

Manuel B. Namudo
 Ing. Jefe del Laboratorio

ENSAYO DE COMPRESION NO CONFINADA EN ARCILLAS

SOLICITANTE : JUAN TEJERO
 OBRA : Instalación de Compresor - Cabo Blanco
 UBICACION : El Alto
 MUESTRA : Arcilla proveniente de sondaje C-2
 profundidad 2.00 m.

RESULTADOS

Tiempo (seg.)	Dial vertical (x 10 ⁻³ mm)	Deformación, e (%)	Area corregida Λ (cm ²)	Anillo de carga (x 10 ⁻⁴ mm)	carga axial, P (kg.)	Resistencia a compresión s_c , P/A Kg/cm ²	Esfuerzo de corte, P/2A,t, kg/cm ²
0	0	0	0	0	0	0	0
5	5	0.176	10.48	11	4.84	0.46	0.2.3
10	10	0.352	10.50	21	9.23	0.88	0.44
15	15	0.528	10.52	30	13.20	1.25	0.63
20	20	0.704	10.53	35	15.40	1.46	0.73
25	25	0.879	10.55	38	16.72	1.58	0.79
30	30	1.055	10.57	41	18.04	1.71	0.85
35	35	1.231	10.59	45	19.80	*1.87	0.93
40	40	1.407	10.61	40	17.60	1.66	0.83
45	45	1.583	10.63	38	16.72	1.57	0.79

MEDIDAS DE LA MUESTRA

Diámetro: 3.65 cm.

Area inicial, $A_0 = 10.46$ cm²Altura inicial, $l_0 = 7.22$ cm.

Anillo de carga N° 10741.

Factor de calibración: 0.44 kg/10⁻⁴ pulg.

Realizó el ensayo : Téc. Wilfredo Lazo Carmen

Fecha : Piura, 04 de enero de 1996

AREA CORREGIDA:

$$\Lambda = \frac{A_0}{1-e/100}$$

* Máximo esfuerzo = 1.87 kg/cm²

Manuel Sandoval Namuclo
 Ing. Jefe del Laboratorio

Por tanto:

$$q_u = 2.48 \text{ kg/cm}^2$$

F.- CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA DEL TERRENO

A continuación determinaremos, en base a los resultados de los ensayos de suelos, la capacidad admisible de carga del terreno de fundación. Con este fin utilizaremos la teoría de capacidad de carga Terzaghi, en lo que se refiere a cimentaciones superficiales sobre arcillas.

TEORÍA DE TERZAGHI

La teoría de Terzaghi fue desarrollada en 1943 y tiene su origen en la teoría de Prandtl- Reissner.

Esta teoría se basa en el mecanismo de falla de un suelo, dentro del marco de la teoría de plasticidad, es decir se considera al suelo como un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo, bajo condiciones de deformación plana, y, sujeto a la acción de un cimiento de longitud infinita y uniformemente cargado.

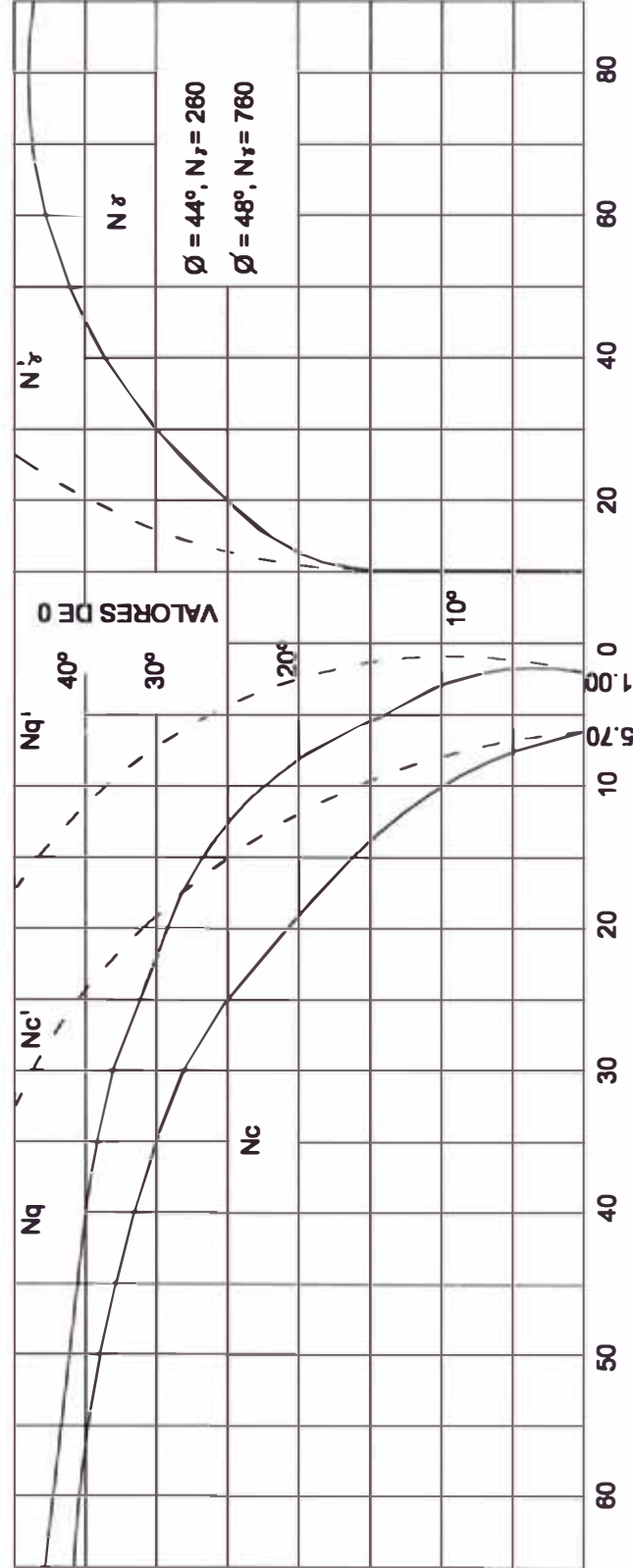
El valor límite de la carga que puede transmitir el cimiento, bajo las condiciones indicadas, es:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

En la expresión anterior, c es el valor de cohesión del suelo; B es el ancho del cimiento; γD_f es el valor de sobrecarga actuante sobre el nivel de desplante; N_c , N_q , y N_γ son los llamados factores de capacidad de carga, los cuales son coeficientes adimensionales que caracterizan la capacidad de carga de un suelo dado, y dependen exclusivamente de su ángulo de fricción interna. N_c se relaciona con la cohesión del suelo; N_q con la sobrecarga existente a nivel de desplante, N_γ con el peso del suelo que soporta el cimiento.

FIGURA II .10

VALORES DE N_c , N_q , N_α



VALORES DE N_c y N_q

VALORES DE N'_α

En la Fig. N° II.10 se muestran los valores de N_c , N_q y N_γ

La ecuación anterior es válida para cimientos continuos y de longitud infinita. Para cimentaciones cuadradas o circulares no hay soluciones teóricas. Sin embargo, como resultado de la experiencia Terzaghi ha propuesto las siguientes fórmulas:

Para zapatas cuadradas:

$$q_c = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

Para zapatas circulares:

$$q_c = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma R N_\gamma$$

siendo R el radio de la zapata

Para el caso de suelos cohesivos ($c = 0$), los coeficientes adimensionales toman los siguientes valores:

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

Con lo cual la ecuación anterior, para suelos cohesivos queda de la siguiente forma:

$$q_c = 5.7c + \gamma D_f$$

Dado que en suelos cohesivos el valor de c suele expresarse en términos de la resistencia a la compresión simple q_u , siendo:

$$c = \frac{1}{2} q_u$$

Reemplazando este valor en la ecuación:

$$q_c = 2.85q_u + \gamma D_f$$

Su equivalente para cimientos cuadrados vendría a ser:

$$q_c = 1.3 \times 2.85 q_u + \gamma D_f$$

En la práctica para cimientos rectangulares de ancho B y largo L se usa la siguiente expresión, que es una deducción de la ecuación anterior:

$$q_c = 2.85 q_u (1 + 0.3 B/L) + \gamma D_f$$

Como el peso del equipo de perforación descansa sobre una estructura metálica denominada Base, la misma que transmite toda la carga al suelo a través de una plataforma rectangular, a manera de una gran zapata rectangular, usaremos la fórmula anterior para determinar la capacidad de carga del suelo.

La capacidad portante de un suelo o capacidad admisible (q_d) viene a ser la capacidad de carga del suelo, determinada por la fórmula, dividida por un factor de seguridad, que en estos casos se considera igual a 3

Por tanto:

$$q_d = q_c / 3$$

Procederemos entonces a determinar q_c .

Teniendo en cuenta que las cargas del equipo de perforación se transmite sobre la superficie del terreno, no existiendo profundidad de desplante ($\gamma D_f = 0$), la ecuación queda reducida a:

$$q_c = 2.85 q_u (1 + 0.3 B/L)$$

Como datos tenemos que:

$$q_u = 2.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$B = 5.48 \text{ m}$$

$$L = 12.19 \text{ m}$$

En consecuencia:

$$q_c = 8.02 \text{ Kg/cm}^2$$

Y por lo tanto:

$$q_d = 2.67 \text{ Kg/cm}^2$$

G.- CARGAS ACTUANTES SOBRE LA PLATAFORMA

Para determinar las cargas actuantes sobre la plataforma, consideraremos aquella parte del equipo de perforación que transmite al suelo la máxima carga. Esta parte resulta ser los componentes del equipo que tienen que ver directamente con el proceso de perforación en sí.

En el Cuadro N° II.3 se detallan los componentes del equipo utilizado en el presente proyecto que tienen que ver directamente con el proceso de perforación, y en donde se indican sus características y sus pesos.

CUADRO N° II.3

COMPONENTES PRINCIPALES DEL EQUIPO DE PERFORACIÓN

ITEM	DESCRIPCIÓN	MARCA	MODELO	PESO (KG)
1	WINCHE PRINCIPAL	CABOT	2550	27,140
2	WINCHE DE DESVIACIÓN			230
3	KELLY	DRILCO		268
4	KELLY BUSHING	VARCO	27 HDP	690
5	MASTER BUSHING	VARCO	MSP	904
6	MESA ROTATORIA	G. DENVER	RT 271/2"	1,472
7	BASE	CABOT	HIDR- TELESC	36,800
8	CORONA	CABOT	4-36. 1-42	27,738
9	GANCHO	WEB WILSON		2,852
10	MOTÓN	MCKISSICK		4,140
11	MÁSTIL	CABOT	127"-715,000	13,800
12	SWIVEL	G. DENVER	SW-300	667
13	DRILL PIPE			92,000
14	DRILL COLLAR			22,080
	PESO TOTAL			230,781

Del Cuadro anterior se deduce que la carga crítica actuante es de 230,781 Kg. Cabe precisar que en esta carga crítica se ha tomado en cuenta toda la tubería de perforación (drill pipe), necesaria para llegar a la profundidad máxima de perforación, toda vez que este peso que es soportado por el mástil, se transmite al terreno de fundación.

Cabe precisar que, la carga crítica actúa no sobre toda el área de la plataforma, que es de 5,952 m² (96.00 x 62.00), sino que se concentra alrededor del centro del pozo, sobre la superficie de apoyo de la Base que es la estructura que soporta la carga crítica.

Asimismo es conveniente indicar que, hasta donde sea posible, el área crítica, o sea el centro del pozo, debe ubicarse en una zona de corte, con el fin de evitar labores de compactación en caso que el área crítica quede ubicada en zona de relleno. Esto trae consigo una importante disminución en tiempo de ejecución, así como ventaja económica por el ahorro en la ejecución de la compactación de rellenos.

El hecho de que se tenga que ubicar el pozo necesariamente en una zona de corte, es posible gracias a la flexibilidad que existe para mover, hasta límites permisibles (máximo hasta unos 50 m) la ubicación del pozo. Es decir, con la aprobación de Ingeniería de Reservorios es factible mover las coordenadas del pozo, de tal modo que el centro del pozo quede ubicado en zona de corte. Cuando esto no es posible, inevitablemente deberá efectuarse una cuidadosa compactación del relleno en esa zona.

Para el caso del proyecto que nos ocupa, el centro del pozo se ubicó en zona de corte. Dicha zona, por las características del equipo de perforación utilizado, comprende un área de 66.80 m² (B = 5.48 m x L = 12.19 m).

Para determinar la carga crítica actuante sobre dicha zona (w), dividimos el peso total de los componentes relacionados directamente con la perforación (P), entre el área de apoyo de la Base (A).

$$P = 230,781 \text{ kg}$$

$$A = 5.48 \times 12.19 = 66.80 \text{ m}^2 = 668,000 \text{ cm}^2$$

$$W = 0.34 \text{ kg / cm}^2$$

$$W = 0.34 \text{ kg / cm}^2 < q_d = 2.67 \text{ Kg/cm}^2$$

Como se puede apreciar, la carga actuante sobre el área crítica, está por debajo de la capacidad admisible del terreno, con lo cual el equipo podrá operar en forma segura.

Sobre el resto de área de la plataforma, se ubican otras instalaciones que no tienen un peso tan importante como para comprometer la estabilidad del suelo. En todo caso, cualquier deformación o asentamiento del terreno no comprometerían dichas instalaciones ni su funcionamiento.

Por tal motivo, en las áreas no críticas los trabajos de explanaciones se realizan compactando los rellenos con la humedad natural del terreno, es decir no con su densidad máxima, por no ser necesario. Esto se justifica plenamente toda vez que la plataforma de perforación de un pozo petrolero tiene una naturaleza temporal. Una vez que se termina la perforación, la plataforma sólo servirá como área de circulación de vehículos livianos, mientras dure la actividad extractiva alrededor del pozo.

De acuerdo a lo expresado en párrafos anteriores, con el trabajo de explanaciones y una vez obtenido el nivel de subrasante, queda garantizada la estabilidad del terreno y la seguridad en las actividades de perforación. Sin embargo, para que la plataforma quede totalmente conformada es conveniente dotarla de una capa de material de base que no tendría función estructural, sino que más bien serviría como capa de rodadura.

II.6.- IDENTIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO DEL MATERIAL DE BASE

Normalmente en pavimentos flexibles, la capa de base cumple una función estructural y su espesor depende del diseño del pavimento. En nuestro estudio, como ya se ha determinado que el terreno de fundación tiene la capacidad suficiente para soportar la carga actuante, ya no sería necesaria la capa de base.

Sin embargo, en este caso se ha juzgado conveniente aplicar una capa de base de espesor mínimo con el objeto de proporcionar una capa de rodadura más firme y estable que la que podría proporcionar el terreno natural ante la acción del tránsito. Además la capa de base por contener material seleccionado tiene un mayor comportamiento que el material de subrasante, en caso de lluvia, ya que este último se plastifica en presencia de agua. Utilizando el mismo criterio se aplicará la capa de base al camino de acceso.

Con este fin utilizaremos un material que cumpla con los requisitos mínimos exigidos para los materiales empleados en bases de pavimentos.

En el Cuadro N° II.4 se indica las características de estos materiales

Dicho material además debe presentar las siguientes características:

Límite líquido (máx.)	: 25
Índice Plástico (máx.)	: 6
Resistencia a la abrasión (máx.)	: 50
CBR (mín.)	: 80

De acuerdo a las exigencias especificadas, en cuanto a la calidad de los materiales a ser usado en la capa de base, se ha elegido los materiales de la cantera denominada Laguna Zapotal, situada a 5 km del lugar donde se ejecutará la plataforma.

CUADRO N° II.4
GRADACIÓN DE MATERIAL DE BASE

MALLA	PORCENTAJE EN PESO QUE PASA			
	TIPO I			
	A	B	C	D
2"	100	100	-	-
1"	-	75-95	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100
N° 4	25-55	30-60	35-65	50-85
N° 10	15-40	20-45	25-50	40-70
N° 40	8-20	15-30	15-30	25-45
N° 200	2-8	5-15	5-15	8-15

Las características del material de esta cantera son las siguientes:

Límite líquido	: 27.90
Índice Plástico	: N.P.
Clasificación ASSHO	: A-2-4
Clasificación SUCS	: SW-SM
Rango de gradación	: Tipo B

A pesar de que su límite líquido tiene un valor ligeramente superior al máximo especificado, el material de la cantera mencionada se utilizará como capa de base, ya que como lo hemos mencionado dicha capa no cumplirá función estructural, y para los fines del presente estudio es un material óptimo.

En las figuras N° II.11 y II.12 se muestran los resultados de los ensayos de muestras del material extraído de la cantera Laguna Zapotal

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS

especifico piedra = 2.685 gr/cc
 especifico arena = 2.668 gr/cc

ANALISIS MECANICO POR TAMIZADO

CANTERA "LAQUINA NATURAL" N - B

OBRA: PUENTE CARRILES Y PASADIZO

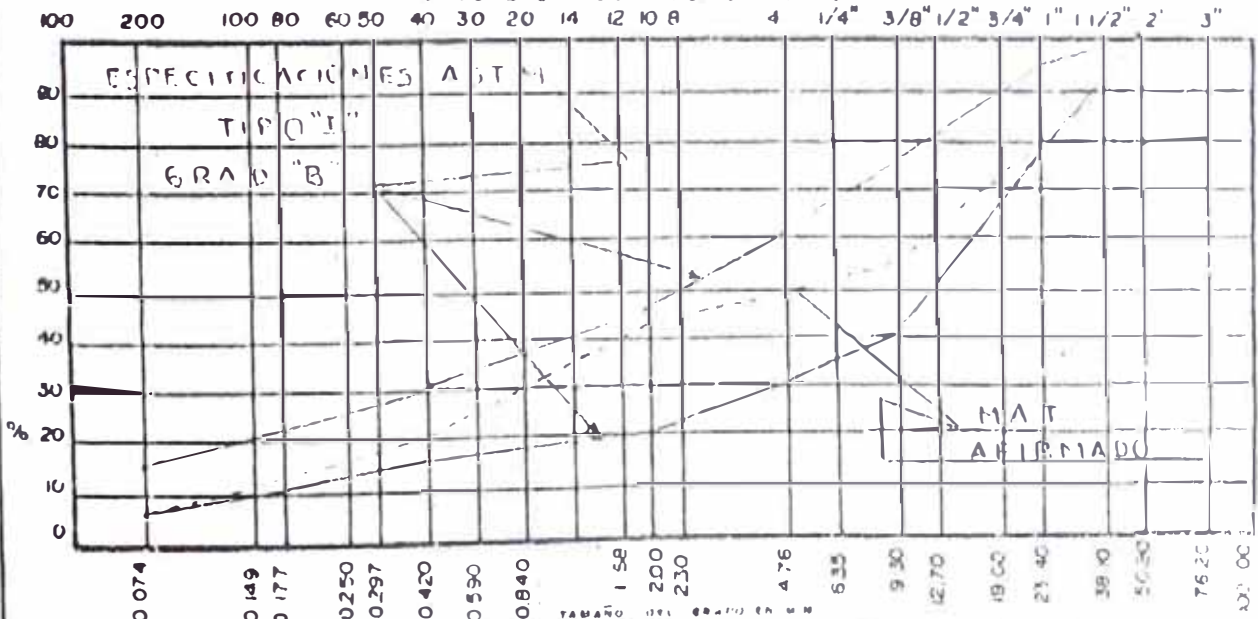
PROCEDENCIA:

FECHA:

OPERADOR:

Tamices ASTM	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Tamaño Máximo
3"					TIPO "I"	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
2 1/2"				100	GRAD "B"	
2"	410.29	5.47	6	94	100	Temp. de Salida
1 1/2"	660.93	8.81	9	95		% de Piedra
1"	780.58	10.41	10	75	U-25	% de Arena
3/4"	620.09	8.28	11	67		% de Cemento Asfáltico
1/2"	700.14	9.34	12	58		Observaciones:
3/8"	320.85	4.28	14	54	40-75	
1/4"	290.83	3.88	17	50		FINO
No. 4	120.70	1.61	21	46	30-60	ORIGINAL 312.0
No. 8	25.30	3.89	24	44		LAVADO 271.3
No. 10	5.50	0.84	25	43	20-45	40.7
No. 16	23.00	3.53	28	39		
No. 20	14.00	2.15	30	37		K = 650
No. 30	22.00	3.30	33	34		
No. 40	31.50	4.84	38	29	15-30	
No. 50	37.50	5.76	43	23		L.L. 27.90
No. 60	-	-	44	23		L.P. N.P.
No. 100	73.50	11.29	55	12		I.P. H.P.
No. 200	39.00	5.29	61	6	5-15	Clasificación
200	40.70	6.25	67	0		Acho 10-1
Total						Succ SW-SM
Peso Inc						

REPRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS TAMAÑO DE LAS MALLAS US STANDARD



Operador

Jefe Laboratorio

V. B.

BLANCO)

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Informe No. _____ Página _____

Fecha _____

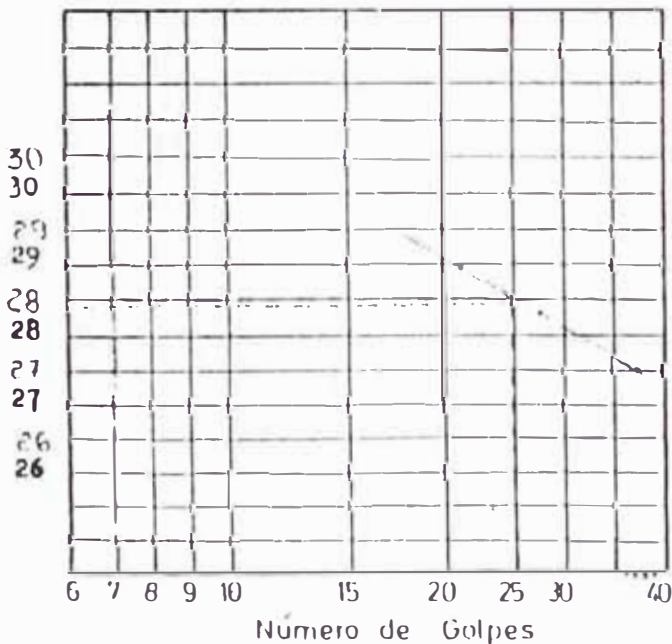
Informe sobre análisis de _____

Remitido por _____

Límites de Atterberg

Muestra No.	Tramo	Km.						Profundidad		
		LÍMITE LIQUIDO						LÍMITE PLASTICO		
Ensayo No.		1	2	3	4	5	6	1	2	3
IP de Golpes		38	27	21	12					
Recipiente No.		6	9	11	14					
Peso suelo húmedo + tara		40.70	43.36	41.51	42.16					
Peso suelo seco + tara		37.21	39.82	37.31	37.76					
Tara		24.54	24.78	22.56	23.00					
Peso de Agua		2.43	4.04	4.20	4.40					
Peso de suelo		12.73	14.54	14.75	14.76					
Contenido de Agua %		26.21	27.70	28.47	29.81					

Muestra No.	Tramo	Km.						Profundidad		
		LÍMITE LIQUIDO						LÍMITE PLASTICO		
Ensayo No.										
No. de Golpes										
Recipiente No.										
Peso suelo húmedo y tara										
Peso suelo seco y tara										
Tara										
Peso de Agua										
Peso de suelo seco										
Contenido de Agua %										



Muestra No. _____

Límite Líquido LL. 27.00

Límite Plástico LP. H. P.

Índice Plástico IP. H. P.

Clasificación _____

Asho A2 - 4

Sucs SW - SW

Observaciones: _____

Por: _____ fecha _____

II.7.- DRENAJE

Con el fin de minimizar los daños ocasionados por las precipitaciones de origen pluvial, todo estudio o proyecto debe contemplar las obras de drenaje, en sus dos aspectos tanto superficial, como subterráneo o subdrenaje. Con este fin deben también tenerse en cuenta las características hidrológicas de la región en estudio.

Seguidamente pasaremos a analizar cada uno de los aspectos mencionados para determinar las obras de drenaje necesarias para este proyecto específico.

A.- CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS DE LA REGIÓN

Como ya se ha mencionado, la zona del proyecto se ubica entre los distritos de Talara y El Alto, a unos 30 Km de la ciudad de Talara, Departamento de Piura.

Esta región se ubica en una zona desértica y se caracteriza por tener un clima semitropical. Es decir, es seco durante casi todo el año, pero con lluvias estacionales de poca intensidad, durante los meses de verano. De acuerdo a las calicatas efectuadas en lugar de ejecución del proyecto, no hay presencia de napa freática.

Estas características hidrológicas que se presentan como normales en la región, se ven seriamente perturbadas por el llamado fenómeno El Niño, cuya periodicidad todavía es desconocida, pero cuya inminencia es actualmente previsible.

Dicho fenómeno se origina por el calentamiento de las aguas del océano debido a la corriente marina, denominada justamente del Niño, que ocasiona mayor evaporación y por consiguiente abundantes e intensas precipitaciones pluviales durante todo el período que puede durar entre tres y cinco meses.

Todas las obras con períodos de vida útiles importantes deben diseñarse, teniendo en cuenta las precipitaciones pluviales del fenómeno del Niño.

En el caso específico de nuestro proyecto que tiene, como ya lo hemos dicho, un carácter temporal, es decir un período de vida útil muy corto, sólo se ejecutarán las obras de drenaje estrictamente indispensables, y que en el aspecto económico guarden proporción con la naturaleza del proyecto.

B.- DRENAJE DE AGUAS SUPERFICIALES

Comprende todas las obras de drenaje que se realizan sobre la superficie del suelo, para coleccionar las aguas de origen pluvial y controlar su flujo de tal modo de evitar efectos perniciosos sobre el terreno de fundación y otras obras.

a) Drenaje longitudinal

Tiene por finalidad interceptar el escurrimiento proveniente de las laderas formadas por los cortes. Esto se realiza por medio de:

- Cunetas laterales en las zonas de corte. Tienen forma triangular y pueden ser revestidas o no revestidas. Generalmente tienen la misma pendiente del camino
- Zanjas de coronación. Se localizan en las partes altas de las laderas que han sido cortadas y su construcción se justifica cuando la capacidad de las cunetas resulta insuficiente
- Bombeo. Se realiza para evitar estancamiento perjudicial sobre el camino del agua proveniente de precipitaciones pluviales, conduciéndola hacia los laterales.
- Pendiente longitudinal de la subrasante. Se deben evitar los tramos horizontales, otorgando una pendiente longitudinal no menor del 0.5 %.

Como obras de drenaje longitudinal se efectuarán las cunetas laterales en zonas de corte, pendiente longitudinal de la subrasante, y el bombeo de la misma.

Cunetas laterales

Las cunetas en general tendrán sección triangular. Normalmente sus dimensiones se fijan de acuerdo a las condiciones pluviométricas de la zona. Sin embargo las dimensiones mínimas de acuerdo a las Normas Peruanas para el diseño de carreteras se indican en el Cuadro N° II.5

CUADRO N° II.5

DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS CUNETAS

REGIÓN	PROFUNDIDAD (M)	ANCHO
Seca	0.20	0.50
Lluviosa	0.30	0.50
Muy lluviosa	0.50	1.00

Para el estudio que nos ocupa, en concordancia con lo concluido a raíz de las características hidrológicas de la región, y teniendo en cuenta que las alturas de las laderas de corte son relativamente pequeñas tanto para la plataforma, como para el camino de acceso, adoptaremos las dimensiones correspondientes a una región lluviosa, es decir, profundidad: 0.30 m, ancho: 0.50 m.

De acuerdo a Reglamento, cuando el material es deleznable y la pendiente de la cuneta es igual o mayor al 4 %, ésta debe ser revestida. En nuestro caso sólo hay un tramo de 83 m del camino con pendiente mayor que el 4 %, que de acuerdo a reglamento debería ser revestida. Sin embargo por la naturaleza del proyecto no se revestirá este tramo, quedando todas las cunetas sin revestir.

En el caso de la plataforma cuya subrasante debe ser totalmente horizontal, se ejecutarán cunetas con pendiente de 1 % al pié de las laderas de corte.

El desague de las cunetas se efectuará mediante descarga libre hacia las zonas bajas.

En cuanto a la pendiente longitudinal de la subrasante, a continuación se indican los tramos del camino de acceso y sus respectivas pendientes:

CUADRO N° II.6

PENDIENTE LONGITUDINAL

TRAMO	LONGITUD (M)	PENDIENTE (%)
1	100	1.74
2	290	2.77
3	210	1.14
4	83	5.42

El bombeo transversal será de 2% hacia ambos lados de la vía.

b) Drenaje transversal

Comprende todas aquellas obras necesarias para salvar el cruce de quebradas y demás cursos de agua, así como también para la evacuación del escurrimiento colectado mediante las cunetas laterales

Para el presente proyecto no se considerarán obras de drenaje transversal, toda vez que el camino de acceso todo su recorrido de 583 m, lo hace sobre partes altas sin atravesar importantes cursos de agua.

CAPÍTULO III

METRADOS

3.1 SECCIONES TÍPICAS

Una vez concluido el levantamiento topográfico, se procede a determinar las secciones transversales de la plataforma del camino de acceso, y de la canaleta de lodos. Las secciones transversales típicas vienen a ser las secciones de corte y las secciones de relleno.

Las secciones típicas se dibujan a escala de 1/200, indicándose con una línea suave el perfil natural del terreno, y con línea más acentuada y gruesa el nivel de subrasante.

Normalmente, en proyectos de carreteras, el estacado de estas secciones se hacen cada 20 m. Sin embargo, por las características especiales del presente proyecto se ha considerado lo siguiente:

Plataforma	Secciones cada 5 m.
Camino de acceso	Secciones cada 15 m.
Canaleta de lodos	Secciones cada 15 m.

3.2 ÁREAS DE CORTE Y RELLENO

Cuando el perfil del terreno se encuentra sobre el nivel de la subrasante proyectada, se dice que es una sección de corte. Cuando el perfil del terreno está por debajo del nivel de subrasante, entonces hablamos de sección de relleno. Generalmente las secciones presentan una combinación de corte y relleno

CÁLCULO DE VOLÚMENES

Para el cálculo de volúmenes de movimiento de tierra se ha empleado la fórmula de las secciones medias:

Para áreas de corte : $Ac = d/2 (Ac_1 + Ac_2)$

Para áreas de relleno : $Ar = d/2 (Ar_1 + Ar_2)$

CLASIFICACIÓN DE CORTES

El material de corte se puede clasificar como: tierra, roca suelta, y roca fija. La cantidad de cada uno de estos componentes depende de la inclinación transversal del terreno y se obtiene del Cuadro N° III.1

CUADRO III.1

CLASIFICACIÓN DE CORTES

INCLINACIÓN TRANSVERSAL DEL TERRENO	TIERRA (%)	ROCA SUELTA (%)	ROCA FIJA (%)
0° A 20°	85	15	0
20° A 30°	65	25	10
30° A 40°	45	35	20
40° A 50°	25	45	30
Más de 50°	5	55	40

CLASIFICACIÓN DE RELLENOS

En general, los rellenos se clasifican en dos grupos:

- Rellenos compensados
- Rellenos de préstamo

Los rellenos compensados, pueden ser:

Rellenos propios

Son aquellos rellenos que se pueden realizar con material procedente del corte de secciones consecutivas

Rellenos compensados o longitudinales

Están constituidos por material excedente de los cortes y que tienen que ser transportados más allá de los 20 m.

Los rellenos de préstamo son los que no se pueden obtener de la compensación de los cortes. Este material generalmente proviene de áreas adyacentes o también puede ser transportado.

3.3.- HOJAS DE METRADOS

Para determinar el volumen de tierras a mover se confeccionan las Hojas de Metrados que se muestran en los Cuadros N° III.2, III.3, y III.4. En dichos cuadros se ha considerado el volumen en banco para el caso de cortes y, el volumen compactado para el caso de rellenos, utilizándose en este último caso un factor volumétrico igual a 1.2

En el mismo cuadro se han cuantificado datos que sirven para elaborar el Diagrama de Masas, el cual se explica más adelante.

A continuación se dan algunas definiciones de conceptos contenidos en los referidos cuadros.

CUADRO N° III.2
METRADO DE EXPLANACIONES
PLATAFORMA DE POZO 7132 MERINA

EST	DIST	AREAS (M2)		VOLUMEN TOTAL			VOL RELLENO				VOLUMEN CORTE				
		CORTE	RELLENO	CORTE	RELLENO	R X K	VOL COMP	VOL ACUM	COMP	PROPIO	COMP	PREST	TIERRA	R. SUELT	R. FIJA
0		1.30	76.60				0	0							
5	5	24.80	71.56	65	370	444	-379	-379	54	316			55	10	
10	5	48.23	61.92	183	334	400	-218	-597	152	182			155	27	
15	5	67.73	71.76	290	334	401	-111	-708	242	93			246	43	
20	5	93.58	80.14	403	380	456	-52	-761	380	0			343	60	
25	5	102.75	80.46	491	402	482	9	-752	402	0			417	74	
30	5	97.56	75.26	501	389	467	34	-718	389	0			426	75	
35	5	124.04	91.66	554	417	501	53	-665	417	0			471	83	
40	5	121.26	104.94	613	492	590	23	-641	492	0			521	92	
45	5	129.59	112.21	627	543	651	-24	-666	543	0			533	94	
50	5	137.71	80.40	668	482	578	90	-575	482	0			568	100	
55	5	179.10	73.98	792	386	463	329	-246	386	0			673	119	
62	7	262.73	95.42	1546	593	711	835	589	593	0			1314	232	
		1390.38	1076.31	6734	5121	6145	589		4531	590	0		5724	1010	0

**CUADRO N° III.3
METRADO DE EXPLANACIONES
CAMINO DE ACCESO**

EST	DIST	AREAS (M2)		VOLUMEN TOTAL			VOL RELLENO					VOLUMEN CORTE			
		CORTE	RELLENO	CORTE	RELLENO	R X K	VOL COMP	VOL ACUM	COMP	PROPIO	COMP	PREST	TIERRA	R. SUELT	R. FIJA
0		0.00	0.00												
15		0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30		0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
45		0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
60		0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
75		0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
90		0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
100	10	0.00	0.60	0	3	4	-4	-4	-4	0	3	0	0	0	0
115	15	0.50	0.00	4	5	5	-2	-5	-5	3	1	3	1	3	1
130	15	3.20	0.00	28	0	0	28	23	23	0	0	0	24	4	4
145	15	1.40	0.00	35	0	0	35	57	57	0	0	0	29	5	5
160	15	0.00	6.20	11	47	56	-45	12	12	9	38	9	9	2	2
175	15	0.00	3.80	0	75	90	-90	-78	-78	0	75	0	0	0	0
190	15	0.00	3.20	0	53	63	-63	-141	-141	0	53	0	0	0	0
205	15	3.60	0.00	27	24	29	-2	-143	-143	24	0	0	23	4	4
220	15	4.20	0.00	59	0	0	59	-85	-85	0	0	0	50	9	9
235	15	1.00	0.20	39	2	2	37	-47	-47	2	0	0	33	6	6
250	15	0.60	0.60	12	6	7	5	-43	-43	6	0	0	10	2	2
265	15	0.00	0.40	5	8	9	-5	-47	-47	4	4	4	4	1	1
280	15	0.00	0.20	0	5	5	-5	-53	-53	0	5	0	0	0	0
295	15	1.60	0.00	12	2	2	10	-42	-42	2	0	0	10	2	2
310	15	1.40	0.00	23	0	0	23	-20	-20	0	0	0	19	3	3
325	15	1.80	0.00	24	0	0	24	4	4	0	0	0	20	4	4
340	15	2.00	0.00	29	0	0	29	33	33	0	0	0	24	4	4
355	15	2.00	0.00	30	0	0	30	63	63	0	0	0	26	5	5
370	15	1.60	0.00	27	0	0	27	90	90	0	0	0	23	4	4
385	15	1.20	0.00	21	0	0	21	111	111	0	0	0	18	3	3
400	15	0.30	0.30	11	2	3	9	119	119	2	0	0	10	2	2
415	15	0.00	0.40	2	5	6	-4	115	115	2	3	2	2	0	0
430	15	0.00	0.60	0	8	9	-9	106	106	0	8	0	0	0	0
445	15	0.00	0.80	0	11	13	-13	94	94	0	11	0	0	0	0
460	15	0.00	1.00	0	14	16	-16	77	77	0	14	0	0	0	0
475	15	1.00	0.00	8	8	9	-2	76	76	6	1	6	6	1	1
490	15	1.80	0.00	21	0	0	21	97	97	0	0	0	18	3	3
505	15	4.40	0.00	47	0	0	47	143	143	0	0	0	40	7	7
520	15	7.20	0.00	87	0	0	87	230	230	0	0	0	74	13	13
535	15	11.20	0.00	138	0	0	138	368	368	0	0	0	117	21	21

**CUADRO N° III.3
METRADO DE EXPLANACIONES
CAMINO DE ACCESO**

550	15	5.00	1.20	122	9	11	111	479	9	0	103	18
565	15	0.00	12.00	38	99	119	-81	398	31	68	32	6
580	15	0.00	16.20	0	212	254	-254	144	0	212	0	0
583	3	0.00	13.20	0	44	53	-53	91	0	44	0	0
		57.00	60.90	855	637	764	91		99	537	727	128
												0

**CUADRO N° III.4
METRADO DE EXPLANACIONES
CANALETA DE LODOS**

EST	DIST	AREAS (M2)		VOLUMEN TOTAL			VOL RELLENO				VOLUMEN CORTE			
		CORTE	RELLENO	CORTE	RELLENO	R X K	VOL COMP	VOL ACUM	COMP	PROPIO	PREST	TIERRA	R. SUELT	R. FIJA
	0		4.6	0										
	1.5	22.6	0	20	0	0	20	20	0	0	0	17	3	
	15	8.8	0	212	0	0	212	232	0	0	0	180	32	
	27.5	0	0	55	0	0	55	287	0	0	0	47	8	
		36	0	287	0	0	287		0	0	0	244	43	0

Volumen Compensado

El volumen compensado es la diferencia entre el volumen de corte y, el volumen de relleno afectado por el factor volumétrico.

Si la diferencia es positiva predominan los cortes. Si la diferencia es negativa predominan los rellenos.

Volumen Acumulado

Es el volumen compensado acumulado. Al final del tramo, el volumen acumulado debe ser mínimo.

Relleno Propio

Es el material compensado dentro de secciones sucesivas o contiguas.

Si el volumen compensado es positivo, es decir cuando existe suficiente material de corte para cubrir el relleno necesario, entonces:

Relleno propio = Volumen de relleno

Si el volumen compensado es negativo, es decir cuando el material de corte es insuficiente para cubrir el relleno, entonces:

Relleno propio = (Volumen de Corte) / 1.2

Relleno Compensado

Es el volumen proveniente de la compensación longitudinal y, se presenta cuando el volumen compensado es negativo.

Relleno Compensado = Volumen de relleno – Volumen propio

Material de Préstamo

Es aquél que se obtiene del préstamo lateral y, ocurre cuando predominan los rellenos sobre los cortes.

Desmante

El desmante está constituido por el material excedente y, ocurre cuando los volúmenes compensados acumulados son positivos, o sea cuando predomina el material de corte. Por lo tanto si este material no está compensado hay que eliminarlo al costado de la zona de trabajo o transportarlo a otro lugar.

CUADRO N° III.5**RESUMEN DE METRADOS DE EXPLANACIONES**

	PLATAFORMA (M3)	CAMINO DE ACCESO (M3)	CANALETA DE LODOS (M3)	TOTAL (M3)
CORTE EN TIERRA	5,724	727	244	6,695
CORTE EN ROCA SUELTA	1,010	128	43	1,181
CORTE EN ROCA FIJA	0	0	0	0
TOTAL CORTE	6,734	855	287	7,876
RELLENO PROPIO	4,531	99	0	4,630
RELLENO COMPENSADO	590	537	0	1,127
RELLENO DE PRÉSTAMO	0	0	0	0
TOTAL RELLENO	5,121	636	0	5,757
TOTAL DESMONTE	589	91	287	967

3.4.- DIAGRAMA DE MASAS

En el trabajo de movimiento de tierras, debido al alto costo de los volúmenes movidos, es muy importante buscar la compensación económica de los cortes y los rellenos. Asimismo es importante determinar la distancia hasta la cual es conveniente económicamente transportar material o en su defecto usar material de préstamo.

Para el logro de los objetivos mencionados en el párrafo anterior, es preciso efectuar laboriosos cálculos y tanteos.

Sin embargo existe un recurso gráfico denominado Diagrama de Masas o Diagrama de Bruckner, en honor a su inventor, el cual permite determinar rápidamente las distancias económicas de transporte, así como medios para obtener compensaciones de corte y rellenos.

El Diagrama de Masas se obtiene dibujando a escala en el eje horizontal, denominada también línea base, la distancia entre secciones transversales y, en el eje vertical los volúmenes compensados acumulados.

El resultado es una curva que puede ser ascendente o descendente, según exista predominio de cortes o rellenos respectivamente.

PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

1. Una línea ascendente indica un corte o un exceso de excavación sobre el relleno. Si la línea tiene un talud pronunciado, el corte es grande. Si el talud es tendido el corte es liviano o está casi balanceado por el terraplén dentro de una misma sección, como sucede en los cortes a media ladera.
2. Una línea descendente indica relleno. Cuanto más pronunciado es talud, mayor es el relleno.
3. Una línea a nivel indica que no existe corte ni relleno, o que el corte está compensado con el relleno.

4. Una línea vertical ascendente indica material de préstamo que entra en una estación determinada. Si la línea vertical es descendente indica material que sale de una estación a otro lugar.
5. Entre dos puntos cualesquiera en que la curva de masas es interceptada por cualquier línea horizontal, el corte es igual al relleno.
6. El área encerrada entre una línea horizontal y el Diagrama de Masa se denomina Cantera de Compensación, cuya ordenada máxima representa el volumen de tierras a mover entre esas secciones.
7. Si la cantera de compensación está sobre la línea horizontal que une dos puntos considerados, el transporte de los cortes es hacia adelante, en cambio si está bajo dicha línea horizontal, el transporte de material es hacia atrás.
8. El cociente de dividir el área de la cantera de compensación entre la ordenada máxima correspondiente a dicha área, da la distancia media de transporte.

DISTANCIA MEDIA DE TRANSPORTE

Es la distancia promedio de acarreo de volumen de material excavado con destino a un terraplén o relleno, dentro de una cantera de compensación.

La distancia media de transporte (D_m) se puede obtener analíticamente dividiendo el área de la cantera (A) entre la ordenada máxima correspondiente a dicha cantera (Y).

$$D_m = A / Y$$

El área (A) se obtiene con un planímetro, o también se puede calcular aplicando la fórmula de Simpson. El valor de (Y) se obtiene midiendo directamente a escala la ordenada correspondiente a este punto.

También se puede obtener gráficamente trazando una línea horizontal por el punto medio de la línea correspondiente a la ordenada máxima. La longitud de dicha línea da la distancia media de transporte.

DISTANCIA MEDIA ÚNICA DE TRANSPORTE

Para un proyecto donde existen varias canteras de compensación, es posible determinar una distancia media única de transporte que sea representativa para todo el proyecto, la misma que se determina del modo siguiente:

$$D = \frac{\Sigma(D_{mi} \times V_i)}{\Sigma V_i}$$

Donde:

D_{mi} = Distancia de acarreo de cada cantera de compensación

V_i = Ordenada máxima de cada cantera

La determinación de la distancia media de transporte es muy importante ya que está relacionada con los conceptos de distancia libre de transporte, material con sobreacarreo y, estación metro, que a continuación pasamos a describir:

Distancia libre de transporte

Es la distancia máxima hasta la cual puede ser acarreado un material dentro del precio unitario pactado para excavación. Esta distancia está relacionada con el equipo mecánico que se requiera para la construcción. En nuestro país esta distancia se ha determinado en 120 m

Material con sobreacarreo

Es todo material que se transporta a una distancia mayor que la distancia libre de transporte establecida para el proyecto.

Estación metro

Es la unidad de medida para el pago de material con sobreacarreo y representa el movimiento de un metro cúbico de material transportado a una distancia de 100 m.

Para cada cantera de compensación se puede establecer el número de estaciones metro, restando la distancia libre de transporte a la distancia media de transporte y, multiplicando este valor por 100. El resultado se redondea al número entero mayor más próximo

Para el proyecto que nos ocupa se ha elaborado un Diagrama de Masas para la plataforma y otro para el camino de acceso, los mismos que pueden apreciarse en los Cuadros N° III.6 y N° III.7

Diagrama de Masas de la Plataforma

Del Cuadro N° III.6 podemos deducir lo siguiente:

- Para el caso de la plataforma existe sólo una cantera de compensación, la misma que está situada debajo de la horizontal y por lo tanto el transporte de material es hacia atrás.
- Existe un material sobrante proveniente de los cortes, equivalente a 589 m³
- La distancia media de transporte es de 48 m , longitud menor que la distancia libre de transporte (120 m), por lo tanto no hay material de sobrecarreo.

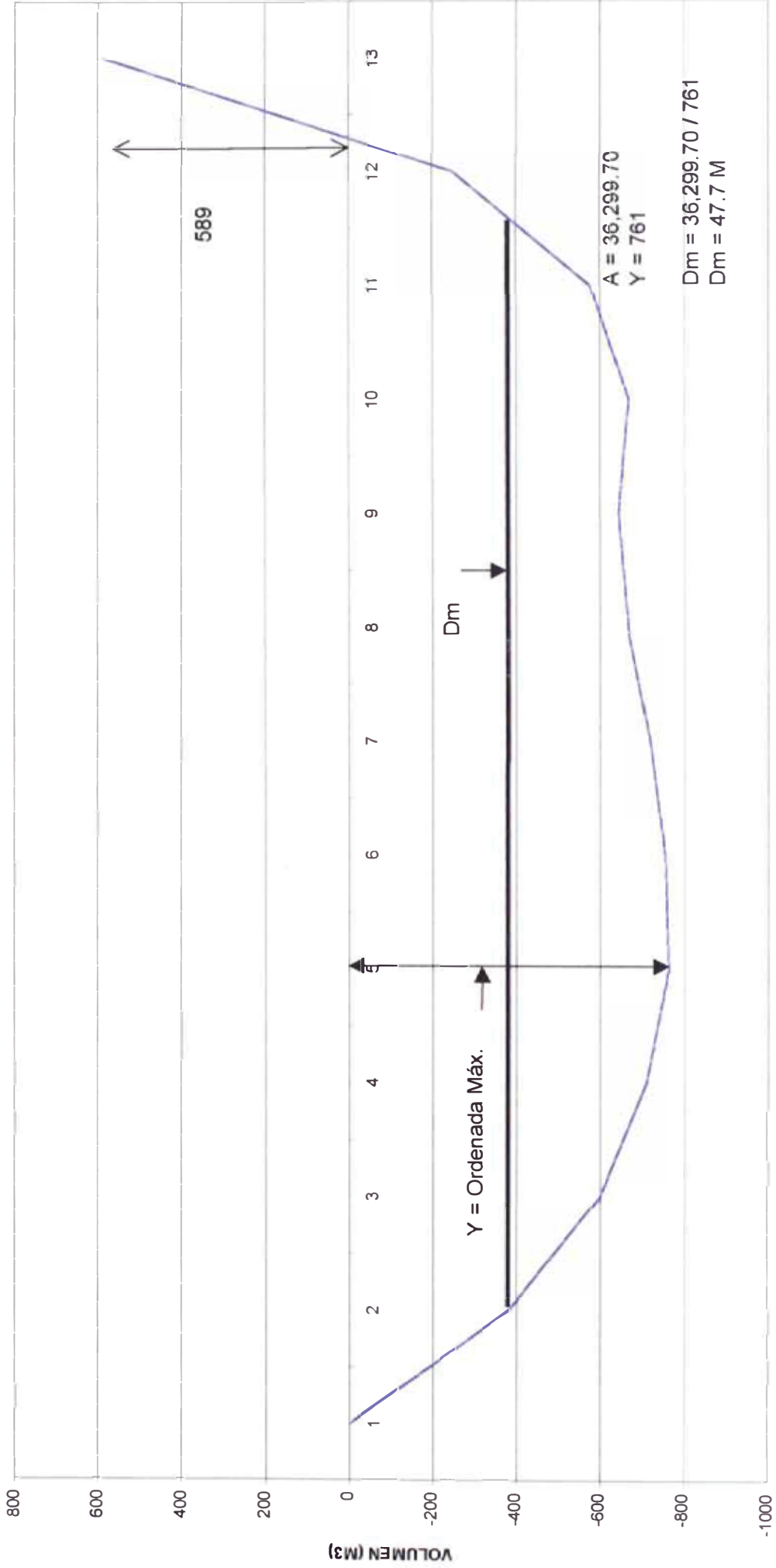
Diagrama de Masas del Camino de Acceso

Del Cuadro N° III.7 se puede deducir lo siguiente:

- Para el caso del camino de acceso se dan seis canteras de compensación. Las tres primera se originan de una línea de compensación que coincide con el eje horizontal. Las tres siguientes provienen de una línea de compensación que es paralela al eje horizontal. Para cada una de ellas se ha obtenido la distancia media de transporte y la distancia media única, tal como se aprecia en el Cuadro N° III.8
- Existe un material sobrante proveniente de los cortes equivalente a 91 m³
- La distancia media única de transporte es de 44 m, por lo tanto no hay material de sobrecarreo.

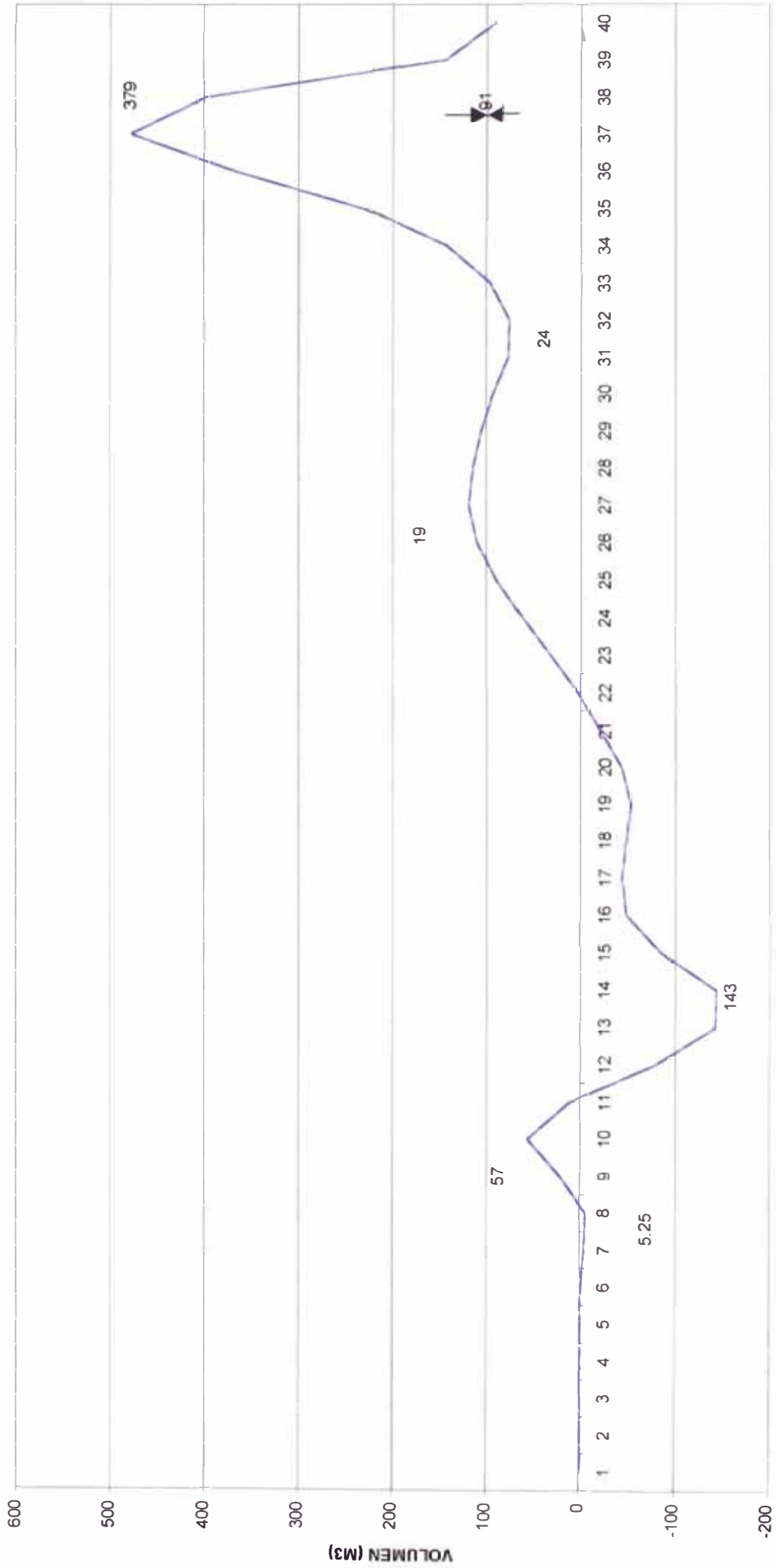
CUADRO N° III.6

DIAGRAMA DE MASAS DE PLATAFORMA



CUADRO N° III.7

DIAGRAMA DE MASAS DEL CAMINO DE ACCESO



SECCIONES

CUADRO N° III.8

DISTANCIA MEDIA DE TRANSPORTE

CANTERA DE COMPENSACIÓN	Dmi (m)	Vi (m3)	Dmi x Vi (m4)
C-1	15	5	79
C-2	20	57	1,140
C-3	55	143	7,865
C-4	43	19	817
C-5	32	24	768
C-6	45	379	17,055
Σ	-	627	27,724

Distancia media única = $27.724 / 627 = 44$ m

METRADO DE OBRAS COMPLEMENTARIAS

Las obras complementarias comprenden los trabajos de excavación manual para cantina de lodos y cunetas, y los muros de sostenimiento de la cantina de lodos.

A continuación se detallan los metrados

Excavación manual para cantina de lodos y cunetas

Excavación para cantina de lodos

$$1.50 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} = 3.37 \text{ m}^3$$

Excavación para cunetas

En la plataforma son 107 m lineales de cuneta en zonas de corte

En el camino de acceso son 880 m lineales de cunetas en zona de corte

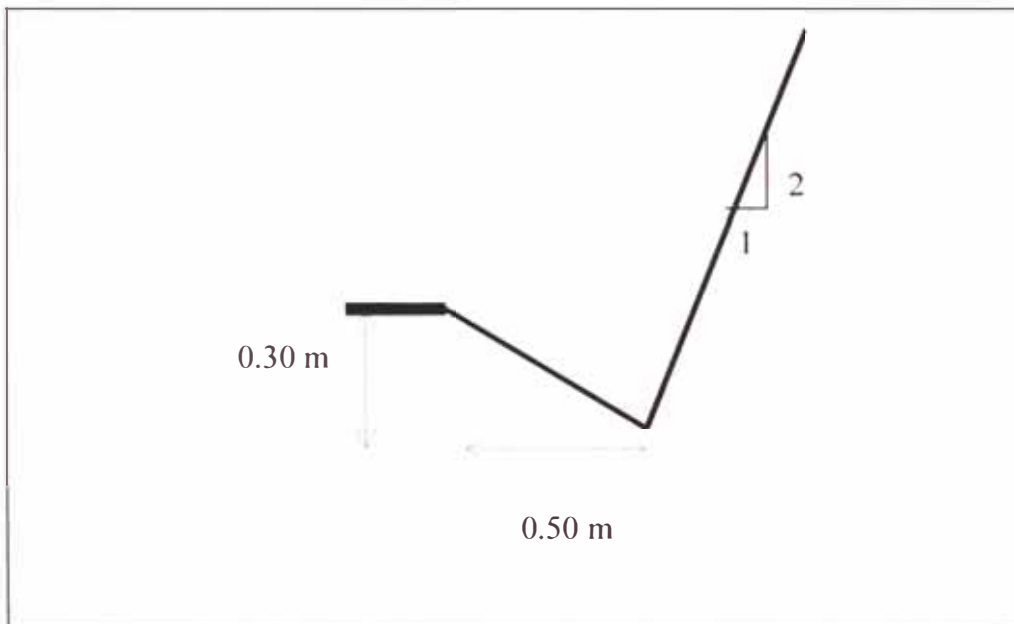
Longitud total de cunetas: $107 + 880 = 987$ m

Tal como se vio en el Capítulo II, ítem II.7.B, siguiendo las recomendaciones de las Normas Peruanas para el Diseño de Carreteras, se ha optado para las cunetas, una profundidad de 0.30 m por 0.50 m de ancho.

Asimismo, teniendo en cuenta que, de acuerdo a las normas precitadas el talud V:H recomendado es 1:2, entonces la sección transversal (A) de las cunetas será:

FIGURA N° III.1

SECCIÓN TRANSVERSAL DE CUNETA



$$A = \frac{1}{2} (0.30 \times 0.50) + 0.15 \times 0.30 = 0.0975 \text{ m}^2$$

Por tanto el volumen de excavación para cunetas será:

$$987 \times 0.0975 = 96.23 \text{ m}^3$$

Y el volumen total de excavación manual será:

$$3.37 + 96.23 = 99.6 \text{ m}^3$$

Encofrado

Siendo la cantina de lodos una caja de 1.5 x 1.5 x 1.5, y considerando que el encofrado será por una sola cara, entonces el área de encofrado será:

$$1.50 \times 1.50 \times 4 = 9 \text{ m}^2$$

Concreto

Teniendo en cuenta las dimensiones del muro de sostenimiento y considerando que el espesor de dicho muro es de 0.12 m, entonces el volumen de concreto requerido será:

$$1.5 \times 1.5 \times 0.12 \times 4 = 1.08 \text{ m}^3$$

Acero

El concreto será reforzado con una malla de acero constituida por varillas de 3/8" espaciadas cada 0.20 m. De acuerdo a estas especificaciones, la longitud de varillas de 3/8" será: 63 ml.

$$\text{La cantidad en peso necesaria de acero será: } 63 \times 0.58 = 36.54 \text{ Kg}$$

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

IV.1 COSTOS DE MANO DE OBRA

Los costos de Mano de Obra utilizados en el presente proyecto son los vigentes para el régimen de Construcción Civil, a partir del 1° de junio de 1995, en los que está incluido el aumento otorgado con Resolución Directoral N° 324-95.

CUADRO N° IV.1

COSTOS DE MANO DE OBRA

	OPERARIO	OFICIAL	PEÓN
Jornal Básico diario	24.23	21.81	19.31
Bonif. Unif. De Const. (BUC)	7.75	6.54	5.79
Pasajes urbanos	3.6	3.6	3.6
Una sexta de dominical	4.04	3.64	3.22
Bonif. Uso de overol	0.37	0.37	0.37
Asignación escolar	6.06	5.46	4.83
Aguinaldo/Navidad	6.46	5.82	5.15
Liquidación 25%	6.05	5.45	4.83
Día –hombre	58.56	52.69	47.10
Hora-hombre	7.32	6.59	5.89

En trabajos de movimiento de tierras y pavimentación, los costos de Mano de Obra están clasificados de acuerdo a las siguientes categorías:

- Capataz “A”, “B” y “C”
- Operario
- Oficial
- Peón

En la categoría de capataz, se ha considerado tres tipos, de acuerdo a la labor que han de realizar:

- Capataz “A”, para pavimentos y explosivos.

Costo hora-hombre = 1.6 x costo hora-hombre de operario.

- Capataz “B”, para explanaciones y obras de drenaje

Costo hora-hombre = 1.4 x costo hora-hombre de operario.

- Capataz “C”, para obras preliminares

Costo hora-hombre = 1.2 x costo hora-hombre de operario.

En el presente proyecto utilizaremos capataz “B” cuyo costo hora-hombre será:

$$1.4 \times 7.32 = 10.25$$

IV.2 COSTOS DE ALQUILER DE EQUIPOS

Se ha confeccionado una relación de equipo mecánico que intervendrá en la ejecución de la obra, habiéndose calculado el costo diario de alquiler por máquina operada, en base a costos vigentes al 30 de Abril de 1999, y elaborado por la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO).

CUADRO N° IV.2
COSTOS DE ALQUILER DE EQUIPOS

EQUIPO	POTENCIA (HP)	CAPACIDAD	PESO (KG)	ALQUILER HORARIO (S/.)
Cargador sobre llantas	100-125	1.9 m3	11,500	137.39
Tractor sobre orugas	140-160		14,900	169.39
Motoniveladora	125		11,515	117.34
Rodillo vibratorio liso autopropulsado	70-100	7-9 ton	7,300	58.06
Camión volquete 8x4	330	10 m3	26,000	195.74
Ripper (P 150 HP)			2,000	9.09
Mezcladora de concreto	8	9 p3	500	6.46
Vibrador de concreto	4	18PL(1.25")		5.52
Teodolito				9.74
Nivel				7.92
Mira				1.01
Jalones				0.75

IV.3 COSTOS DE MATERIALES

El costo de los materiales se ha obtenido en base al precio de venta de los mismos en la ciudad de Talara, y vigentes al 30 de Abril de 1999.

**CUADRO N° IV.3
PRECIOS DE MATERIALES**

MATERIAL	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (S/.)
Cemento	Bolsa	18.35
Piedra chancada de ½"	M3	30
Agregado grueso	M3	25
Fierro corrugado 5/8"	Varilla	20.00
Alambre negro N° 8	Kg	2.20
Madera tornillo	P2	3.80

IV.4 CÁLCULO DE RENDIMIENTOS

Los equipos que se utilizarán para la construcción de plataforma y camino de acceso serán los que se utilizan normalmente en trabajos de explanaciones y conformación de capa de base. Estos equipos son:

Tractor de oruga 140-160 HP

Cargador Frontal sobre llantas 100-125 HP

Motoniveladora 125 HP

Rodillo vibratorio liso autopulsado 70-100 HP

A continuación describiremos el procedimiento para determinar los rendimientos de estos equipos en cada una de las partidas que conforman el Presupuesto.

IV.4.1 Partida: Corte en material suelto

El equipo a utilizar para estos trabajos será un tractor del tipo CAT D-7 con hoja topadora. Se ha optado por este equipo en razón de su versatilidad en cualquier tipo de terreno. La hoja topadora es ideal para trabajos de excavación y transporte de materiales en línea recta.

Para este tipo de maquinaria es recomendable que su uso se limite a pequeñas distancias, pues su velocidad es inferior a las que se puede alcanzar con tractores neumáticos.

Los tractores de oruga se pueden utilizar hasta una distancia de 100 m., pero su rendimiento máximo se da a distancias de 15 m. de recorrido.

La producción diaria de este tipo de maquinaria se establece mediante la ayuda de tablas, asumiendo velocidades y distancias media de recorrido.

Si asumimos que el tractor tiene una distancia media de recorrido de 60 m., el rendimiento teórico para esta distancia es 230 m³/h.

Teniendo en cuenta que la zona de trabajo es en la región Costa, en una zona donde las condiciones climáticas son óptimas, y que se trata de material suelto, entonces los factores que afectan este rendimiento son:

Ft . Eficiencia del trabajo	0.83
Ftm. Tipo de material	0.90
Fo. Operador	0.80
Fc. Condiciones climáticas	1.00
Fa. Altitud	1.00
Fm. Maniobras	0.65

$$F.C. = 0.83 \times 0.90 \times 0.80 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.65$$

$$F.C. = 0.388$$

El rendimiento diario real del tractor será:

- Para material suelto: $230 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.388 \times 8\text{h} = 713.92 \text{ m}^3/\text{día}$
- Para material en banco: $713 \text{ m}^3/\text{día} / 1.2 = 594 \text{ m}^3/\text{día}$

IV.4.2 Partida: Corte en roca suelta

Este trabajo se realizará con un tractor implementado con ripper, de acuerdo a las siguientes condiciones:

Desgarramiento

- Se desgarrará el estrato rocoso mediante vástagos de una punta cuya penetración de desgarramiento será de 0.50 m
- Se trabajará en una longitud de 50 m.
- El ancho de la faja que se desgarrará será de 0.90 m
- La velocidad de operación será de 1.5 km/h
- Tiempo de maniobras: 0.5 min/ciclo

Cálculo del rendimiento

El tiempo del ciclo básico estará dado por el tiempo de desgarramiento más el tiempo de maniobras:

$$\text{Tiempo de desgarramiento} = \frac{50 \text{ m}}{1,500 \text{ m/h}} = 0.033 \text{ h} = 1.98 \text{ min} = 2.00 \text{ min}$$

El tiempo total del ciclo será: $2.00 \text{ min} + 0.50 \text{ min} = 2.50 \text{ min}$

El número de ciclos por horas será:

$$\frac{60 \text{ min/h}}{2.50 \text{ min/ciclo}} = 24 \text{ ciclos/hora}$$

La producción por ciclo será:

$$50 \times 0.50 \times 0.90 = 22.5 \text{ m}^3/\text{ciclo}$$

La producción horaria será:

$$22.5 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 24 \text{ ciclos/hora} = 540 \text{ m}^3/\text{h}$$

Como factor de corrección utilizaremos el mismo valor hallado para la partida Corte en roca suelta, ya que se trata de las mismas condiciones de trabajo. Por tanto F.C. = 0.388

El rendimiento corregido será:

$$\text{Rendimiento} = 540 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.388 = 210 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Rendimiento} = 210 \text{ m}^3/\text{h} \times 8 \text{ hr/día} = 1,680 \text{ m}^3/\text{día}.$$

Teniendo en cuenta las recomendaciones de la guía de rendimientos Caterpillar, según la cual, los resultados obtenidos por este método son usualmente mayores en un 10 o 20%, que el rendimiento real, el rendimiento neto a considerarse será:

$$\text{Rendimiento} = 1,680 \text{ m}^3/\text{día} \times 0.80 = 1,344 \text{ m}^3/\text{día}$$

Corte

Para el corte del material desgarrado se utilizará el mismo rendimiento obtenido para la partida Corte en material suelto, es decir: 594 m³/día.

Resumiendo tenemos que:

Desgarramiento : Rendimiento = 1,344 m³/día

Corte : Rendimiento = 594 m³ /día

Tomamos como rendimiento global de la partida: 594 m³/día

IV.4.3 Partida: Retiro de material excedente

El material excedente proveniente de los cortes no se eliminará mediante transporte, sino que será acarreado mediante tractor a los lados de la plataforma o camino.

Como se trata de material suelto y asumimos un recorrido medio de 60 m, entonces el rendimiento será el mismo de la partida Corte en Material Suelto, es decir 713 m³/día, que corresponde a material suelto.

IV.4.4 Partida extracción en cantera

El material será extraído de la cantera recorriendo una distancia media de 30 m para su apilamiento. El rendimiento de un tractor tipo CAT -D7, para la distancia indicada es de 440 m³/hr.

Teniendo en cuenta que la zona de trabajo es en la región Costa, en una zona donde las condiciones climáticas son óptimas, y que se trata de material en banco, entonces los factores que afectan este rendimiento son:

Ft . Eficiencia del trabajo	0.83
Ftm. Tipo de material	0.80
Fo. Operador	0.80
Fc. Condiciones climáticas	1.00
Fa. Altitud	1.00
Fm. Maniobras	0.65

$$F.C. = 0.83 \times 0.80 \times 0.80 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.65$$

$$F.C. = 0.345$$

El rendimiento diario real del tractor será:

$$\text{Rendimiento: } 440 \text{ m}^3/\text{hr} \times 0.345 \times 8 \text{ hr} = 1,214 \text{ m}^3/\text{día}$$

IV.4.5 Partida: Carguío de material de base

El equipo que se utilizará será un Cargador Frontal sobre llantas de 100-125 HP, con una capacidad de cucharón de 1.9 m³.

Para calcular la producción real hay que multiplicar la producción teórica por un factor de carga (F.C.)

La producción teórica se calcula mediante tablas en las que hay que asumir como dato la capacidad del cucharón y el ciclo de carga ya sea en ciclos por minuto o en ciclos por hora. Con dichos datos se obtiene la producción teórica a la cual se aplica el factor de carga para obtener la producción real.

De acuerdo a la guía de rendimiento Caterpillar, el tiempo del ciclo, para un cargador es el siguiente:

- Tiempo básico (carga, descarga y maniobras)	0.40 min
- Material de diversos tamaños	0.02 min
- Tiempo de acarreo	0.08 min
	0.50 min
	= 0.0083 hs

El factor de corrección F.C. está dado por:

$$F.C. = f_t \times f_{tm} \times f_o \times f_m \times f_c \times f_a$$

Donde:

Ft. Eficiencia del trabajo	0.83
Ftm. Tipo de material	0.90
Fo. Operador	0.80
Fm. Maniobras	0.65
Fc. Condiciones climáticas	1.00
Fa. Altitud	1.00

$$F.C. = 0.83 \times 0.90 \times 0.80 \times 0.65 \times 1.00 \times 1.00$$

$$F.C. = 0.388$$

El rendimiento del Cargador será:

$$\text{Rendimiento} = \frac{C \times F.C.}{T_c}$$

Donde:

C = Capacidad del cucharón en m³

$$F.C. = 0.388$$

$$T_c = 0.0083 \text{ h}$$

$$\text{Rendimiento} = \frac{1.9 \times 0.388}{0.0083} = 89 \text{ m}^3/\text{hr} = 712 \text{ m}^3/\text{día}$$

IV.4.6 Partida: Transporte de material de base

Esta partida se refiere al transporte de material granular para capa de base, el mismo que será traído desde una cantera (Laguna Zapotal) distante 5 km del lugar de ejecución de los trabajos (Merina). Para este efecto se empleará volquetes de 10 m³ de capacidad.

Distancia media = 5 km

Asumimos una velocidad de recorrido con carga de 30 Km/hr, y una velocidad de recorrido sin carga de 45 km/hr

El ciclo básico será:

Tiempo de carga	: 3 minutos
Tiempo de descarga	: 1 minuto
Tiempo de maniobras	: 2 minutos
Tiempo de recorrido cargado	: 10 minutos
Tiempo de recorrido descargado	: 6.7 minutos
	—————
Ciclo	: 22.7 minutos
Tiempo útil	: 480 minutos x 0.83 = 398 minutos
Nº de viajes	: 398 / 22.7 = 17.5
Volumen transportado por día	: 17.5 x 10 m ³ = 175 m ³
Rendimiento =	175 m ³ /día

IV.4.7 Partida: Conformación de terraplenes con la humedad natural del terreno

Los trabajos a ejecutarse en esta partida se refieren a la construcción de los rellenos de la plataforma o el camino de acceso, los cuales se conformarán en capas de 0.15 m. de espesor, utilizando para este efecto una motoniveladora de 125 HP

La compactación se hará con la humedad natural del terreno, es decir sin adición de agua, ya que no se requiere lograr la densidad máxima. Para este trabajo se utilizará un rodillo vibratorio liso autopropulsado de 70-100 HP. La conformación se realizará considerando que el material a utilizarse se encuentra en el lugar de trabajo.

Extendido y nivelación

Las características del trabajo son:

- Espesor de capa : 0.15 m
- Longitud de trabajo : 500 m
- Ancho de cuchilla : 3.66 m

Como la sección transversal del camino es de 7.00 m, asumimos que con un recorrido de ida y vuelta la motoniveladora conforma el ancho total del camino. Por lo tanto consideraremos como ancho efectivo de la cuchilla $7.00 / 2 = 3.50$ m.

La operación que efectuará la motoniveladora será:

- Dos pases de esparcido (ida y vuelta) (3.5 Km/hr)
- Dos pases de nivelado (6.0 Km/hr)

El ciclo básico de trabajo será:

- Tiempo de maniobra (1.5 min por pase)	6.0 min
- Tiempo de esparcido $(2 \times 500 \times 60) / (3,500)$	17.14 min
- Tiempo de nivelado $(2 \times 500 \times 60) / (6,000)$	10.0 min
Total	<hr/>
	33.14 min

El factor de corrección F.C. está dado por:

$$F.C. = f_t \times f_{tm} \times f_o \times f_m \times f_c \times f_a$$

Donde:

Ft. Eficiencia del trabajo	0.83
Ftm. Tipo de material	0.90
Fo. Operador	0.80
Fc. Condiciones climáticas	1.00
Fa. Altitud	1.00

$$F.C. = 0.83 \times 0.90 \times 0.80 \times 1.00 \times 1.00$$

$$F.C. = 0.598$$

Luego, el tiempo del ciclo real será: $33.14 / 0.598 = 55.41 \text{ min} = 0.92 \text{ hr}$

El rendimiento de la motoniveladora será:

$$\text{Rendimiento} = \frac{500 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} \times 0.15 \text{ m}}{0.92 \text{ hr}}$$

$$\text{Rendimiento} = 285 \text{ m}^3 / \text{hr} = 2,280 \text{ m}^3 / \text{día}$$

Compactación

El equipo a utilizar será un rodillo liso vibratorio de 7-9 toneladas, tipo Dynapac Ca-15, cuyas características principales son las siguientes:

Potencia	: 101 HP
Ancho de tambor	: 1.7 m
Diámetro del tambor	: 1.22 m
Frecuencia de vibración	: 1,750 vpm
Impacto dinámico	: 18 tn
Velocidad normal de operación	: 5-7 km/hr
Número de pasadas	: 4-6

Para el cálculo del rendimiento de la compactadora se usará la siguiente relación:

$$\text{Rendimiento} = 1000 \frac{A \times V \times C}{P} \times FC$$

Donde:

A	: Ancho de compactación por pasada (m)
V	: Velocidad media de operación (km/hr)
C	: espesor compactado de la capa (m)
P	: Número de pasadas necesarias para obtener la compactación
1000	: Constante métrica de conversión

Para nuestro estudio asumiremos una velocidad de operación (V) de 6 km/hr, como número de pasadas (P) igual a 5, y espesor de capa (C) igual a 0.15 m.

Teniendo en cuenta que el ancho del camino es de 7 m. entonces el ancho efectivo por pasada del compactador será:

$$A = \frac{7.00}{5 \text{ pasadas}} = 1.40 \text{ m/pasada}$$

El factor de corrección F.C. está dado por:

$$F.C. = f_t \times f_m \times f_o \times f_c \times f_a$$

Donde:

Ft. Eficiencia del trabajo	0.83
Fo. Operador	0.80
Fc. Condiciones climáticas	1.00

Fa. Altitud

1.00

F.C. = 0.83 x 0.80 x 1.00 x 1.00

F.C. = 0.664

Por lo tanto el rendimiento es el siguiente:

$$\text{Rendimiento} = 1000 \times \frac{1.40 \times 6 \times 0.15}{5} \times 0.664$$

Rendimiento = 167 m³/hr = 1,336 m³/día

En resumen tenemos que:

Extendido y nivelación : Rendimiento = 2,280 m³/día

Compactación : Rendimiento = 1,336 m³/día

Tomamos como rendimiento global de la partida: 1,336 m³/día

IV.4.8 Partida: Conformación terraplenes con la humedad óptima

Esta partida no se aplicará en el presente trabajo. Sin embargo se calcula su rendimiento con la finalidad de determinar el costo unitario de la misma sólo con el objeto de establecer valores comparativos, que se comentan y detallan en el Capítulo VII

Los trabajos a ejecutarse en esta partida se refieren a la construcción de los rellenos de la plataforma o el camino de acceso, los cuales se conformarán en capas de 0.15 m. de espesor, utilizando para este efecto una motoniveladora de 125 HP

La compactación de hará con la humedad óptima, con el fin de lograr la densidad máxima. Para este trabajo se utilizará un rodillo vibratorio liso autopropulsado de 70-100 HP. La conformación se realizará considerando que el material a utilizarse se encuentra en el lugar de trabajo.

Extendido y nivelación

Las características del trabajo son:

- Espesor de capa : 0.15 m
- Longitud de trabajo : 500 m
- Ancho de cuchilla : 3.66 m

Como la sección transversal del camino es de 7.00 m, asumimos que con un recorrido de ida y vuelta la motoniveladora conforma el ancho total del camino. Por lo tanto consideraremos como ancho efectivo de la cuchilla $7.00 / 2 = 3.50$ m.

La operación que efectuará la motoniveladora será:

- Dos pases de esparcido (ida y vuelta) (3.5 Km/hr)
- Tres pases de mezclado (9.5 Km/hr)
- Dos pases de nivelado (6.0 Km/hr)

El ciclo básico de trabajo será:

- Tiempo de maniobra (1.5 min por pase)	6.0 min
- Tiempo de esparcido $(2 \times 500 \times 60) / (3,500)$	17.14 min
- Tiempo de mezclado $(3 \times 500 \times 60) / (9,500)$	9.5 min
- Tiempo de nivelado $(2 \times 500 \times 60) / (6,000)$	10.0 min
Total	42.64 min

El factor de corrección F.C. está dado por:

$$F.C. = f_t \times f_{tm} \times f_o \times f_m \times f_c \times f_a$$

Donde:

Ft. Eficiencia del trabajo	0.83
Ftm. Tipo de material	0.90
Fo. Operador	0.80
Fc. Condiciones climáticas	1.00
Fa. Altitud	1.00

$$F.C. = 0.83 \times 0.90 \times 0.80 \times 1.00 \times 1.00$$

$$F.C. = 0.598$$

Luego, el tiempo del ciclo real será: $42.64 / 0.598 = 71.30 \text{ min} = 1.19 \text{ hr}$

El rendimiento de la motoniveladora será:

$$\text{Rendimiento} = \frac{500 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} \times 0.15 \text{ m}}{1.19 \text{ hr}}$$

$$\text{Rendimiento} = 221 \text{ m}^3 / \text{hr} = 1,768 \text{ m}^3 / \text{día}$$

Riego

Para determinar el rendimiento de esta subpartida es necesario conocer la cantidad de agua requerida para alcanzar la humedad óptima del terreno.

De los ensayos de Densidad de Campo efectuados, cuyos resultados se muestran en la Fig. II.6 del Capítulo II, tenemos:

Peso Unitario del suelo al estado natural (γ) : 1.88 gr/cm³

Contenido de humedad del suelo al estado natural (w) : 17.44 %

Como no se efectuaron ensayos para determinar la humedad óptima y densidad máxima del suelo, para efectos del presente trabajo y con el fin de conocer la cantidad de agua requerida para el riego, utilizaremos la relación peso-volumen de la fase de un suelo.

Para este efecto asumiremos los siguientes valores:

Peso específico de sólidos (G_s) : 2.72 gr/cm³

Máxima densidad (γ_{\max}) : 1.95 gr/cm³

Humedad óptima (w_o) : 22 %

Para el suelo en su estado natural (Ver Cuadro N° IV.4)

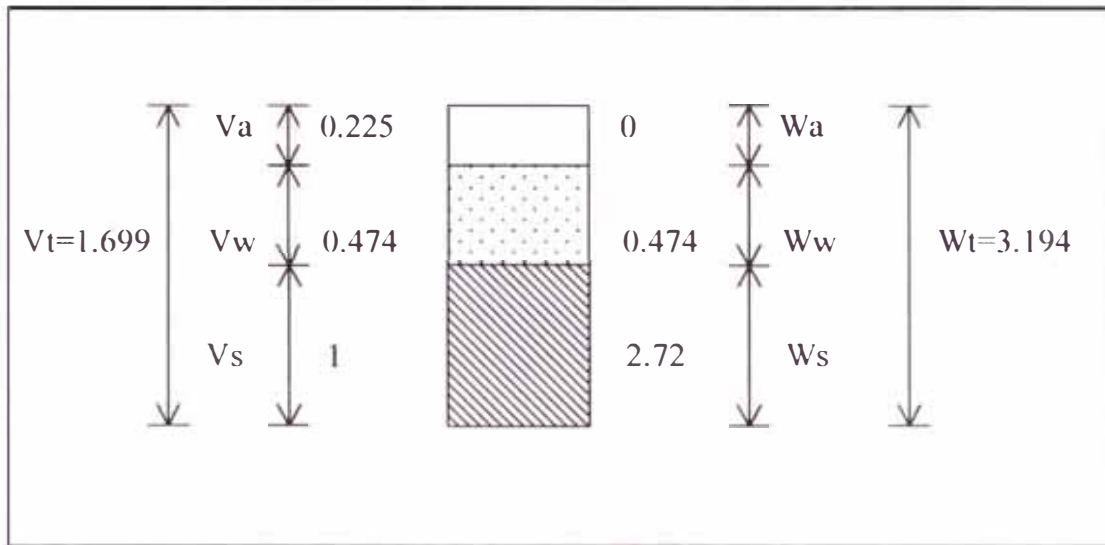
$$W_s = 2.72$$

$$W_w = 0.1744 \times 2.72 = 0.474$$

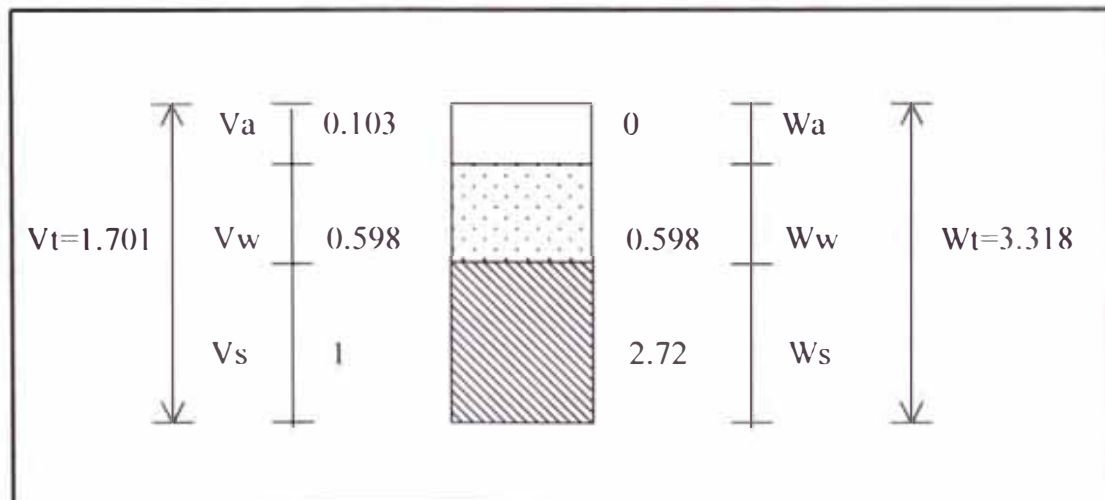
$$W_t = 3.194$$

$$\gamma = W_t / V_t \longrightarrow V_t = W_t / \gamma = 3.194 / 1.88 = 1.699$$

CUADRO N° IV.4
FASES DEL SUELO EN ESTADO NATURAL



CUADRO N° IV.5
FASES DEL SUELO EN ESTADO COMPACTADO



Por tanto, el terreno en estado natural tiene 0.474 cm³ por cada 1.699 cm³ de suelo, es decir, 278.9 lts de agua por cada m³

Para el suelo en su estado compactado (Ver Cuadro N° IV.5)

$$W_s = 2.72$$

$$W_w = 0.22 \times 2.72 = 0.598$$

$$W_t = 3.318$$

$$\gamma_{\max} = W_t / V_t \quad \longrightarrow \quad V_t = W_t / \gamma_{\max} = 3.318 / 1.95 = 1.701$$

Por tanto en estado compactado el suelo tiene 0.598 cm³ de agua por cada 1.701 cm³ de suelo, es decir, 351.5 lts de agua por cada m³.

La cantidad de agua necesaria para alcanzar la humedad óptima será:

$$351.5 \text{ lts/ m}^3 - 278.9 \text{ lts/m}^3 = 72.6 \text{ lts/m}^3$$

Distancia de acarreo

La fuente más cercana de provisión de agua para la plataforma 7132 Merina está situada a unos 20 Km aproximadamente. Por tanto la distancia de acarreo será: 20 Km , utilizándose para este fin una cisterna de 6,000 gl cuyas velocidades medias de recorrido tanto cargado como descargado son del orden de los 30 y 50 km/hr respectivamente.

Considerando un 5% de desperdicios, el volumen neto de la cisterna será:

$$6,000 \times 0.95 = 5,700 \text{ gl}$$

Si conocemos que el material de subrasante, para alcanzar su máxima densidad requiere de 72.6 lts/m³, entonces con un volumen de 5,700 gl, es decir, 21,591 lts, será posible regar:

$$21,591 / 72.6 = 297.40 \text{ m}^3$$

Ciclo Básico

Capacidad de la cisterna	: 6,000 gl
Distancia de acarreo	: 20 km
Velocidad de recorrido de cisterna cargada	: 30 Km/hr
Velocidad de recorrido de cisterna descargada	: 50 km/hr

El llenado de la cisterna se hará con una motobomba de 3" de diámetro con un caudal de bombeo de 200 gl/min.

La longitud de regado con esta cisterna, teniendo en cuenta un espesor de 0.15 m y considerando que el tubo regador tiene un ancho de 2.00 m será:

$$L = \frac{297.40 \text{ m}^3}{0.15 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}} = 991.33 \text{ m}$$

La velocidad de riego asumida será: 50 m/min

Con estos datos calcularemos el ciclo básico

Tiempo de llenado	:	30'
Tiempo de ida	:	40'
Tiempo de regado	:	20'
Tiempo de regreso	:	24'
		114'
Ciclo		114'
Tiempo útil	:	480' x 0.83 = 398.4'
Nº de viajes	:	398.4 / 114 = 3.5
Volumen transportado	:	3.5 x 5,700 = 19,950 gl = 75.57 m ³

Por tanto el rendimiento de la partida Riego será:

$$\text{Rendimiento} = \frac{75,570 \text{ lts/día}}{72.6 \text{ lts/m}^3} = 1,041 \text{ m}^3/\text{día}$$

Compactación

Teniendo en cuenta que la operación del equipo y las condiciones son similares a las de la partida Conformación de Terraplenes con la humedad natural del suelo, se utilizará dicho rendimiento para esta subpartida.

Por tanto el rendimiento será: 1,336 m³/día

Resumiendo:

Rendimiento de Extendido y Nivelación	≈ 1,768 m ³ /día
Rendimiento de Riego	≈ 1,041 m ³ /día
Rendimiento de Compactación	≈ 1,336 m ³ /día

El rendimiento global de la partida estará regido por el rendimiento de la subpartida riego. En consecuencia el rendimiento global de la partida Conformación de Terraplenes con la humedad óptima será: 1,041 m³/día

IV.4.9 Partida: Nivelación y refino de subrasante

La nivelación y refino de la subrasante se realizará con motoniveladora, en fajas de 3,5 de ancho y en una longitud de recorrido de 500 m

La motoniveladora efectuará las siguientes operaciones:

- Dos pases de nivelado (6,00 Km/hr)

El ciclo básico de trabajo será:

- Tiempo de maniobra (1,5 min por pase)	6,0 min
- Tiempo de nivelado $(2 \times 500 \times 60) / (6,000)$	10,0 min
Total ciclo	16,0 min

El factor de corrección es el mismo que se aplica para la partida Conformación de terraplenes, puesto que son las mismas condiciones de trabajo. Por tanto $F.C. = 0,598$

El tiempo real del ciclo será: $16,0 / 0,598 = 26,75 \text{ min.} = 0,45 \text{ hr.}$

El rendimiento para una capa de 0.15 m. de espesor promedio será:

$$\text{Rendimiento} = \frac{500 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} \times 0.15 \text{ m}}{0.45 \text{ hr}} = 583 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Rendimiento} = 4,664 \text{ m}^3/\text{día} = 31,093 \text{ m}^2/\text{día}$$

IV.4.10 Partida: Capa de Base

El trabajo consiste en el extendido, nivelado y compactado del material seleccionado que servirá como capa de base. La compactación se hará con la humedad natural del terreno ya que no se requiere obtener la máxima densidad.

Como las operaciones de los equipos que intervienen en esta partida, son las mismas que para la partida Conformación de terraplenes con la humedad del terreno natural, y además las condiciones de trabajo son iguales, entonces el ciclo de trabajo y rendimiento son equivalentes a los de dicha partida.

Por tanto:

$$\text{Rendimiento} = 1,336 \text{ m}^3/\text{día}$$

Seguidamente se presenta un Cuadro donde se presenta un resumen de los rendimientos de cada partida y que se emplearán en la elaboración de los Análisis de Costos Unitarios

CUADRO N° IV.6
RESUMEN DE RENDIMIENTOS

PARTIDA	RENDIMIENTO
CORTE EN MATERIAL SUELTO	594 M3/DÍA
CORTE EN ROCA SUELTA	594 M3/DÍA
RETIRO DE MATERIAL EXCEDENTE	713 M3/DÍA
EXTRACCIÓN EN CANTERA	1,214 M3/DÍA
CARGUÍO	712 M3/DÍA
TRANSPORTE	175 M3/DÍA
CONFORM.DE TERRAPLÉN CON HUM. NATURAL	1,336 M3/DÍA
CONFORM. DE TERRAPLÉN CON HUM. OPTIMA	1,041 M3/DÍA
NIVELACIÓN Y REFINE DE SUBRASANTE	31,093 M2/DÍA
CAPA DE BASE	1,336 M3/DÍA

CÁLCULO DE RENDIMIENTOS DE OBRAS COMPLEMENTARIAS

Para las partidas que no pertenecen a obras viales se utilizarán los rendimientos establecidos por la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO)

CUADRO N° IV.7
TABLA DE RENDIMIENTOS POR DÍA

PARTIDAS	RENDIMIENTOS
Excavación manual (m3)	3.5
Acero grado 60 (kg)	350
Encofrado muros (m2)	14
Concreto $f_c' = 175 \text{ kg/cm}^2$ (m3)	10

IV.5 COSTOS UNITARIOS

Con los precios de materiales, mano de obra, tarifas de alquiler de equipos, y rendimientos de cada equipo, es posible formular los Costos Unitarios de cada Partida del Presupuesto.

Seguidamente pasaremos a efectuar los Análisis de Costos Unitarios de cada partida del Presupuesto, teniendo en cuenta los rendimientos calculados.

ANÁLISIS DE LA PARTIDA MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS

Se asume que la movilización de los equipos se realizará desde Piura, hasta la zona de Merina, lugar donde se ejecutará la obra. Como este lugar se encuentra más cercano al distrito de El Alto que al de Talara, para efecto de costos se considerará como flete el equivalente a Piura El Alto.

El costo de la movilización y desmovilización está compuesto por:

1. Costo de alquiler sin operar del equipo a ser transportado
2. Costo del flete del equipo a transportar
3. Costo de alquiler del equipo que se autotransporta

CUADRO N° IV.8

COSTO DE ALQUILER DE EQUIPO SIN OPERAR

EQUIPO	CANT	PESO UNID	PESO TOTAL (TON)	ALQ/DIA UNID	ALQ/DIA TOTAL	COSTO (40% ALQ) (S/.)
TRACTOR D-7	1	16.9	16.9	169.39	169.39	67.75
CARG. FRONTAL	1	11.5	11.5	137.39	137.39	54.96
MOTONIVELADORA	1	11.5	11.5	117.34	117.34	46.94
ROD. VIBRATORIO	1	7.3	7.3	58.06	58.06	23.22
			47.2			

Peso total 47.2 toneladas

Tiempo de viaje ida y vuelta Piura – El Alto: 6 horas

Costo de alquiler de equipo sin operar

Tractor D-7 : 6 horas x S/. 67.75 = 406.50

Cargador Frontal : 6 horas x S/. 54.96 = 329.76

Motoniveladora : 6 horas x S/. 46.94 = 281.64

Rodillo vibratorio : 6 horas x S/. 23.22 = 139.32

Total 1,157.22

2.- COSTO DEL FLETE

Para el transporte de equipo hasta la zona de Merina se considera el flete Piura – El Alto

Costo por viaje : S/. 1,500

Número de viajes : 2 viajes por equipo (ida y vuelta) x 4 equipos = 8

Costo del flete: S/. 12,000

3.- COSTO DE ALQUILER DE EQUIPO QUE SE AUTOTRANSPORTA

Se consideran 4 volquetes

Alquiler por hora: S/. 195.74

Distancia aproximada Piura-El Alto: 177 km

Velocidad promedio: 60 km/h

Tiempo de viaje ida: 2 horas, 57 minutos = 3 horas

Tiempo de viaje de vuelta: 3 horas

Total tiempo de viaje: 6 horas

Costo: 6 horas x 4 volquetes x 195.74 = S/. 4,697.76

Resumen:

1.- Costo de alquiler de equipo sin operar	: S/. 1,157.22
2.- Costo del flete	: S/. 12,000.00
3.- Costo de alquiler del equipo que se autotransporta	: S/. 4,697.76
<hr/>	
TOTAL MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS	S/. 17,854.98

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 1.2 Replanteo del trazo y control topográfico
 ESPECIFICACIÓN

RENDIMIENTO DIARIO 1
 CUADRILLA 0.1 capataz "B"+1 topógrafo+1 ayudante
 FECHA Abr-99
 UNIDAD glb

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA					
1 capataz tipo "B"	h-h	2.0000	10.25	20.50	
1 topógrafo	h-h	56.0000	10.25	574.00	
1 ayudante	h-h	56.0000	5.89	329.84	924.34
EQUIPO					
1 teodolito	h-m	56.0000	9.74	545.44	
1 nivel	h-m	56.0000	7.92	443.52	
1 mira	h-m	56.0000	1.01	56.56	
2 jalones	h-m	56.0000	0.75	42.00	1,087.52
COSTO UNITARIO					2,011.86

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 2.1 Corte en material suelto
 ESPECIFICACIÓN Comprende la disgregación de materiales sin empleo de explosivos

RENDIMIENTO DIARIO 594
 CUADRILLA 0.25 capataz "B"+0.25 controlador+4 peones
 FECHA Abr-99
 UNIDAD m3

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA					
0.25 capataz tipo "B"	h-h	0.0034	10.25	0.03	
0.25 controlador	h-h	0.0034	6.59	0.02	
4 peones	h-h	0.0539	5.89	0.32	0.37
EQUIPO					
1 tractor D-7	h-m	0.0135	169.39	2.28	
					2.28
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.02	0.02
COSTO UNITARIO					2.67

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 2.2	Corte en roca suelta
ESPECIFICACIÓN	Comprende disgregación de material empleando tractor c. ripper
RENDIMIENTO DIARIO	594
CUADRILLA	0.25 capataz "B"+0.25 controlador+4 peones
FECHA	Abr-99
UNIDAD	m3

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA					
0.25 capataz tipo "B"	h-h	0.0034	10.25	0.03	
0.25 controlador	h-h	0.0034	6.59	0.02	
4 peones	h-h	0.0539	5.89	0.32	0.37
EQUIPO					
1 tractor D-7	h-m	0.0135	240.86	3.24	
1 ripper	h-m	0.0135	9.09	0.12	
					3.37
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.02	0.02
COSTO UNITARIO					3.76

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 2.3	Conformación de terraplenes con humedad natural
ESPECIFICACIÓN	Colocación de materiales de corte para formación de rellenos nivelación y compactación en capas de 0.15 m
RENDIMIENTO DIARIO	1336
CUADRILLA	1 capataz "B"+6 peones
FECHA	Abr-99
UNIDAD	m3

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA					
1 capataz tipo "B"	h-h	0.0060	10.25	0.06	
6 peones	h-h	0.0359	5.89	0.21	
					0.27
EQUIPO					
1 motoniveladora 125 hp	h-m	0.0060	117.34	0.70	
1 rodillo liso vibratorio 7-9 t	h-m	0.0060	58.06	0.35	1.05
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.01	0.01
COSTO UNITARIO					1.33

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 2.4 Nivelación y refine de subrasante
 ESPECIFICACIÓN Acabado de subrasante

RENDIMIENTO DIARIO 31,093
 CUADRILLA 0.5 capataz "B"+0.2 controlador+4 peones
 FECHA Abr-99
 UNIDAD m2

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA					
0.5 capataz tipo "B"	h-h	0.0001	10.25	0.00	
0.2 controlador	h-h	0.0001	6.59	0.00	
4 peones	h-h	0.0010	5.89	0.01	0.01
EQUIPO					
1 motoniveladora 125 hp	h-m	0.0003	117.34	0.03	
					0.03
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.00	0.00
COSTO UNITARIO					0.04

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 2.5 Eliminación de material excedente
 ESPECIFICACIÓN Comprende el retiro de material de cortes que son excedentes
 utilizando tractor

RENDIMIENTO DIARIO 713
 CUADRILLA 0.2 capataz
 FECHA Abr-99
 UNIDAD m3

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA					
0.2 capataz "B"	h-h	0.0022	10.25	0.02	
					0.02
EQUIPO					
1 tractor D-7	h-m	0.0112	169.39	1.90	
					1.90
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.00	0.00
COSTO UNITARIO					1.92

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 3.1.A	Extracción
ESPECIFICACIÓN	Comprende la extracción en cantera del material de base
RENDIMIENTO DIARIO	1214
CUADRILLA	0.2 controlador+1 peón
FECHA	Abr-99
UNIDAD	m3

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA					
0.2 controlador	h-h	0.0013	6.59	0.01	
1 peón	h-h	0.0066	5.89	0.04	
					0.05
EQUIPO					
1 tractor D-7	h-m	0.0066	169.39	1.12	
					1.12
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.00	0.00
COSTO UNITARIO					1.17

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 3.1.B	Carguio
ESPECIFICACIÓN	Comprende el carguio en cantera del material de base
RENDIMIENTO DIARIO	712
CUADRILLA	0.2 controlador
FECHA	Abr-99
UNIDAD	m3

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA					
0.2 controlador	h-h	0.0022	6.59	0.01	
					0.01
EQUIPO					
1 cargador frontal	h-m	0.0112	137.39	1.54	
					1.54
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.00	0.00
COSTO UNITARIO					1.56

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 3.1.C	Transporte
ESPECIFICACIÓN	Comprende el transporte desde la cantera del material de base
RENDIMIENTO DIARIO	175
CUADRILLA	0.2 controlador
FECHA	Abr-99
UNIDAD	m3

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA					
0.2 controlador	h-h	0.0114	10.25	0.12	
					0.12
EQUIPO					
1 volquete 10 m3	h-m	0.0457	195.74	8.95	
					8.95
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.00	0.00
COSTO UNITARIO					9.07

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 3.1	Capa de base con material seleccionado e=0.15 m
ESPECIFICACIÓN	Comprende el extendido y compactación del material de base
RENDIMIENTO DIARIO	1336
CUADRILLA	1 capataz "B"+1 operario+4 peones
FECHA	Abr-99
UNIDAD	m3

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES					
Material de base	m3	1.2	11.8	14.16	14.16
MANO DE OBRA					
1 capataz tipo "B"	h-h	0.0060	10.25	0.06	
1 operario	h-h	0.0060	7.32	0.04	
4 peones	h-h	0.0240	5.89	0.14	0.25
EQUIPO					
1 motoniveladora 125 hp	h-m	0.0060	117.34	0.70	
1 rodillo liso vibratorio 7-9 t	h-m	0.0060	58.06	0.35	
					1.05
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.01	0.01
COSTO UNITARIO					15.46

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 4.1	Excavación manual
ESPECIFICACIÓN	Comprende la excavación con herramientas para cantina de lodos y cunetas
RENDIMIENTO DIARIO	3.5
CUADRILLA	0.1 capataz "B"+1 peón
FECHA	Abr-99
UNIDAD	m3

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA					
0.1 capataz tipo "B"	h-h	0.2286	10.25	2.34	
1 peón	h-h	2.2857	5.89	13.46	
					15.81
EQUIPO					
					0.00
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.67	0.67
COSTO UNITARIO					16.48

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 4.2	Encofrado muro de sostenimiento
ESPECIFICACIÓN	Una cara
RENDIMIENTO DIARIO	Encofrado: 14, Habilitación 45, Desencofrado: 30
CUADRILLA	0.1 capataz "B"+1operario+1 oficial+2 peones
FECHA	Abr-99
UNIDAD	m2

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES					
Madera tomillo	p2	3.64	3.8	13.832	
Clavos de 31/2	Kg	0.12	2.2	0.264	
Alambre negro N° 8	Kg	0.15	2.2	0.33	14.426
MANO DE OBRA					
0.1 capataz tipo "B"	h-h	0.0749	10.25	0.77	
1 operario	h-h	0.7492	7.32	5.48	
1 oficiales	h-h	1.0159	6.59	6.69	
2 peones	h-h	0.5333	5.89	3.14	16.09
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.16	0.16
COSTO UNITARIO					30.67

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 4.3	Acero grado 60
ESPECIFICACIÓN	Comprende varillas de acero corrugado p. armadura de concreto
RENDIMIENTO DIARIO	Habilitación: 350, Colocación: 350
CUADRILLA	0.1 capataz "B"+1 operario+1 oficial
FECHA	Abr-99
UNIDAD	Kg

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES					
Fierro corrugado 5/8"	kg	1.0700	1.37	1.47	
Alambre negro N° 8	kg	0.0600	2.2	0.13	1.60
MANO DE OBRA					
0.1 capataz	h-h	0.0046	10.25	0.05	
1 operario	h-h	0.0457	7.32	0.33	
1 oficial	h-h	0.0457	6.59	0.30	0.68
HERRAMIENTAS					
3% m. de obra				0.02	0.02
COSTO UNITARIO					2.30

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA N° 4.4	Concreto para muros de sostenimiento (cantina de lodos)
ESPECIFICACIÓN	Concreto fc'= 210 kg/cm2
RENDIMIENTO DIARIO	10
CUADRILLA	0.2 capataz "B"+2 operarios+2 oficiales+10 peones
FECHA	Abr-99
UNIDAD	m3

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MATERIALES					
Cemento	bl	10.21	18.35	187.35	
Arena gruesa	m3	0.55	25	13.75	
Piedra chancada	m3	0.56	30	16.80	
Agua	m3	0.19	15	2.85	220.75
MANO DE OBRA					
0.2 capataz tipo "B"	h-h	0.1600	10.25	1.64	
2 operarios	h-h	1.6000	7.32	11.71	
2 oficiales	h-h	1.6000	6.59	10.54	
10 peones	h-h	8.0000	5.89	47.12	71.02
EQUIPO					
1 mezcladora 9 p3	h-m	0.8000	15.78	12.62	
1 vibrador 4 hp	h-m	0.8000	5.8	4.64	17.26
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				2.36	2.36
COSTO UNITARIO					311.39

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA	Conformación de terraplenes con humedad óptima
ESPECIFICACIÓN	Colocación de materiales de corte para formación de rellenos nivelación y compactación en capas de 0.15 m
RENDIMIENTO DIARIO	1,041
CUADRILLA	1 capataz "B"+6 peones
FECHA	Abr-99
UNIDAD	m3

DESCRIPCIÓN	UND	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA					
1 capataz tipo "B"	h-h	0.0077	10.25	0.08	
6 peones	h-h	0.0461	5.89	0.27	0.35
MATERIALES					
Material seleccionado	m3	1.2000	11.8	14.16	14.16
EQUIPO					
1 motoniveladora 125 hp	h-m	0.0077	117.34	0.90	
1 rodillo liso vibratorio 7-9 t	h-m	0.0077	58.06	0.45	
2 cisternas 3000 gl	h-m	0.0154	122.96	1.89	3.24
HERRAMIENTAS					
5% m. de obra peones				0.01	0.01
COSTO UNITARIO					17.76

CAPÍTULO V

PRESUPUESTO

V.1 PRESUPUESTO

Con los metrados obtenidos más los análisis de costos unitarios de cada partida, se procede a elaborar el Presupuesto de la obra, con precios vigentes al mes de Abril de 1999. En el mismo se incluyen tanto los costos directos como los indirectos correspondientes a gastos generales y utilidad. (Ver Cuadro N° V.1)

V.2 CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE OBRA

Conocidos los rendimientos de cada una de las partidas que conforman el Presupuesto, así como sus correspondientes metrados, se calcula el tiempo de ejecución de cada partida considerando, en este caso, días hábiles. (Ver Cuadro N° V.2)

V.3 CALENDARIO DE ACTIVIDADES

Conocidos los tiempos de ejecución de cada partida, es posible elaborar el Calendario de Actividades de la obra en general, teniendo presente que no exista dispersión en la sumatoria de los recursos de mano de obra y equipo que intervienen en cada partida. Asimismo dicha sumatoria no debe sobrepasar el número de recursos previstos. (Ver gráfico N° V.3)

V.4 REQUERIMIENTO DE MAQUINARIA Y PERSONAL

En base a la programación propuesta en el Calendario de Actividades, se han elaborado los gráficos de requerimiento de mano de obra y equipo. (Ver gráficos N° V.4 al V.12)

CUADRO N° V.1

PRESUPUESTOCONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

FECHA ABRIL 99

ITEM	PARTIDA	UNID	CANT	P. UNIT	PARCIAL	TOTAL
1.0	OBRAS PRELIMINARES					
1.1	Moviliz. y desmoviliz. de equipos	glb	1	17,854.98	17,854.98	
1.2	Replanteo y control del trazo	glb	1	2,011.86	2,011.86	19,866.84
2.0	EXPLANACIONES					
2.1	Corte en material suelto	m3	6,695	2.67	17,883.81	
2.2	Corte en roca suelta	m3	1,181	3.76	4,440.56	
2.3	Conformación de terraplenes	m3	5,757	1.33	7,656.81	
2.4	Nivelación y refine de subrasante	m2	10,033	0.04	383.39	
2.5	Eliminación de material excedente	m3	967	1.92	1,860.11	32,224.69
3.0	BASE					
3.1	Capa base c. mat. selecc. e= 0.15 m	m3	1,806	15.46	27,919.83	27,919.83
4.0	OBRAS COMPLEMENTARIAS					
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas	m3	100	16.48	1,641.41	
4.2	Encofr. Desencofr. muros de concreto	m2	9	30.67	276.03	
4.3	Acero grado 60	kg	37	2.30	84.04	
4.4	Concreto muros fc'=210 kg/cm2	m3	1	311.39	336.30	2,337.78
	Costo Directo					82,349.14
	Gasto generales y Utilidad (25%)					20,587.29
	COSTO TOTAL					102,936.43

NOTA: LOS PRECIOS SON A TODO COSTO. NO INCLUYEN IGV

CUADRO N° V.2

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE OBRAS

CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

ITEM	ACTIVIDAD	U	METR.	RENDIM.	DÍAS	N° CUAD.	DÍAS
1.1	Movilización y desmovilización de equipos	glb	1		2	1	2
1.2	Replanteo y control del trazo	glb	1		7	1	7
2.1	Corte en material suelto	m3	6,695	594	11.3	2	6
2.2	Corte en roca suelta	m3	1,181	594	2.0	2	1
2.3	Conform.de terraplenes con humedad natural	m3	5,757	1,336	4.3	1	4
2.4	Nivelación y refine de subrasante	m2	10,033	31,093	0.3	1	1
2.5	Eliminación de material excedente	m3	967	713	1.4	1	1
	Extracción	m3	1,806	1,214	1.5	1	1
	Carguio	m3	1,806	712	2.5	1	3
	Transporte	m3	1,806	175	10.3	4	3
3.1	Capa de base con material granular e= 0.15 m	m3	1,806	1,336	1.4	1	1
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas	m3	100	4	28.5	10	3
4.2	Encofrado desencofrado muros de concreto	m2	9	14	0.6	1	1
4.3	Acero grado 60	kg	37	350	0.1	1	1
4.4	Concreto muros fc'=210 kg/cm2	m3	1	10	0.1	1	1

CUADRO N° V.3

CALENDARIO DE AVANCE DE OBRA

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

ITEM	ACTIVIDAD	DÍAS																	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1.1	Movilización y desmovilización de equipos																		
1.2	Replanteo y control del trazo																		
2.1	Corte en material suelto																		
2.2	Corte en roca suelta																		
2.3	Conformación de terraplenes																		
2.4	Eliminación de material excedente																		
2.5	Nivelación y refine de subrasante																		
3.1	Capa de base con material selecc. e= 0.15 m																		
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas																		
4.2	Acero grado 60																		
4.3	Encofrado desencofrado muros de concreto																		
4.4	Concreto muros $f_c=210$ kg/cm ²																		

CUADRO N° V.4

REQUERIMIENTO DE MANO DE OBRA

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

CAPATAZ

ITEM	ACTIVIDAD	DÍAS																		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	TOTAL
1.1	Movilización y desmovilización de equipos	0.0	0.0																	0.0
1.2	Replanteo y control del trazo		0.1	0.1			0.1	0.1			0.1	0.1								0.7
2.1	Corte en material suelto			0.5	0.5	0.5	0.5	0.5												3.0
2.2	Corte en roca suelta								0.5											0.5
2.3	Conformación de terraplenes						1.0	1.0	1.0	1.0	1.0									4.0
2.4	Eliminación de material excedente										0.2									0.2
2.5	Nivelación y refine de subrasante											0.5								0.5
3.1	Capa de base con material granular e= 0.15 m												1.0	1.0	1.0					3.0
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas													1.0	1.0	1.0	1.0			3.0
4.2	Acero grado 60																	0.1		0.1
4.3	Encofrado desencofrado muros de concreto																	0.1		0.1
4.4	Concreto muros fc'=210 kg/cm2																	0.2		0.2
	TOTAL	0.0	0.0	0.1	0.6	0.5	0.5	0.6	1.6	1.5	1.5	0.3	0.6	1.0	2.0	2.0	1.0	1.0	0.4	15.3

CUADRO N° V.5

REQUERIMIENTO DE MANO DE OBRA

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

OPERARIO

ITEM	ACTIVIDAD	DÍAS																		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	TOTAL
1.1	Movilización y desmovilización de equipos	0.0	0.0																	0.0
1.2	Replanteo y control del trazo			0.0	0.0			0.0	0.0			0.0	0.0							0.0
2.1	Corte en material suelto				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0											0.0
2.2	Corte en roca suelta									0.0										0.0
2.3	Conformación de terraplenes							0.0	0.0	0.0										0.0
2.4	Eliminación de material excedente											0.0								0.0
2.5	Nivelación y refine de subrasante												0.0							0.0
3.1	Capa de base con material granular e= 0.15 m													1.0	1.0	1.0				3.0
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas															0.0	0.0	0.0		0.0
4.2	Acero grado 60																		1.0	1.0
4.3	Encofrado desencofrado muros de concreto																		1.0	1.0
4.4	Concreto muros fc'=210 kg/cm2																		2.0	2.0
	TOTAL	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	4.0	7.0

CUADRO N° V.6

REQUERIMIENTO DE MANO DE OBRA

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

OFICIAL

ITEM	ACTIVIDAD	DÍAS																		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	TOTAL
1.1	Movilización y desmovilización de equipos	0.0	0.0																	0.0
1.2	Replanteo y control del trazo		0.0	0.0			0.0	0.0			0.0	0.0								0.0
2.1	Corte en material suelto			0.5	0.5	0.5	0.5	0.5												3.0
2.2	Corte en roca suelta							0.5												0.5
2.3	Conformación de terraplenes							0.0	0.0	0.0	0.0									0.0
2.4	Eliminación de material excedente										0.0									0.0
2.5	Nivelación y refine de subrasante											0.2								0.2
3.1	Capa de base con material granular e= 0.15 m												0.0	0.0	0.0	0.0				0.0
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas														0.0	0.0	0.0			0.0
4.2	Acero grado 60																	1.0		1.0
4.3	Encofrado desencofrado muros de concreto																	1.0		1.0
4.4	Concreto muros fc'=210 kg/cm2																	2.0		2.0
	TOTAL	0.0	0.0	0.0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	7.7

CUADRO N° V.7

REQUERIMIENTO DE MANO DE OBRA

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

PEÓN

ITEM	ACTIVIDAD	DÍAS																		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	TOTAL
1.1	Movilización y desmovilización de equipos	0.0	0.0																	0.0
1.2	Replanteo y control del trazo		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0			1.0	1.0	1.0							7.0
2.1	Corte en material suelto			8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0											48.0
2.2	Corte en roca suelta									8.0										8.0
2.3	Conformación de terraplenes							6.0	6.0	6.0	6.0									24.0
2.4	Eliminación de material excedente											0.0								0.0
2.5	Nivelación y refine de subrasante												4.0							4.0
3.1	Capa de base con material granular e= 0.15 m													4.0	4.0	4.0	4.0			12.0
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas														10.0	10.0	10.0	10.0		30.0
4.2	Acero grado 60																		0.0	0.0
4.3	Encofrado desencofrado muros de concreto																		2.0	2.0
4.4	Concreto muros fc'=210 kg/cm2																		10.0	10.0
	TOTAL	0.0	0.0	1.0	9.0	8.0	8.0	9.0	15.0	14.0	14.0	7.0	1.0	5.0	4.0	14.0	14.0	10.0	12.0	145.0

CUADRO N° V.8

REQUERIMIENTO DE EQUIPO

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

TRACTOR D-7

ITEM	ACTIVIDAD	DÍAS																		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	TOTAL
1.1	Movilización y desmovilización de equipos	0.0	0.0																	0.0
1.2	Replanteo y control del trazo			0.0	0.0		0.0	0.0			0.0	0.0	0.0							0.0
2.1	Corte en material suelto				2.0	2.0	2.0	2.0	2.0											12.0
2.2	Corte en roca suelta									2.0										2.0
2.3	Conformación de terraplenes						0.0	0.0	0.0	0.0										0.0
2.4	Eliminación de material excedente											1.0								1.0
2.5	Nivelación y refine de subrasante												0.0							0.0
3.1	Capa de base con material granular e= 0.15 m													1.0	1.0	1.0				3.0
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas														0.0	0.0	0.0	0.0		0.0
4.2	Acero grado 60																		0.0	0.0
4.3	Encofrado desencofrado muros de concreto																		0.0	0.0
4.4	Concreto muros fc'=210 kg/cm2																		0.0	0.0
	TOTAL	0.0	0.0	0.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	0.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	18.0

CUADRO N° V.9

REQUERIMIENTO DE EQUIPO

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

CARGADOR FRONTAL

ITEM	ACTIVIDAD	DÍAS																			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	TOTAL	
1.1	Movilización y desmovilización de equipos	0.0	0.0																		0.0
1.2	Replanteo y control del trazo			0.0	0.0			0.0	0.0												0.0
2.1	Corte en material suelto				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0												0.0
2.2	Corte en roca suelta									0.0											0.0
2.3	Conformación de terraplenes							0.0	0.0	0.0											0.0
2.4	Eliminación de material excedente										0.0										0.0
2.5	Nivelación y refine de subrasante												0.0								0.0
3.1	Capa de base con material granular e= 0.15 m													1.0	1.0	1.0	1.0				3.0
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas															0.0	0.0	0.0	0.0		0.0
4.2	Acero grado 60																			0.0	0.0
4.3	Encofrado desencofrado muros de concreto																			0.0	0.0
4.4	Concreto muros fc'=210 kg/cm2																			0.0	0.0
	TOTAL	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	3.0

CUADRO N° V.10

REQUERIMIENTO DE EQUIPO

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

MOTONIVELADORA

ITEM	ACTIVIDAD	DÍAS																		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	TOTAL
1.1	Movilización y desmovilización de equipos	0.0	0.0																	0.0
1.2	Replanteo y control del trazo			0.0	0.0		0.0	0.0			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					0.0
2.1	Corte en material suelto			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0												0.0
2.2	Corte en roca suelta								0.0											0.0
2.3	Conformación de terraplenes						1.0	1.0	1.0	1.0	1.0									4.0
2.4	Eliminación de material excedente											0.0								0.0
2.5	Nivelación y refine de subrasante												1.0							1.0
3.1	Capa de base con material granular e= 0.15 m													1.0	1.0	1.0	1.0			3.0
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas														0.0	0.0	0.0	0.0		0.0
4.2	Acero grado 60																		0.0	0.0
4.3	Encofrado desencofrado muros de concreto																		0.0	0.0
4.4	Concreto muros fc'=210 kg/cm2																		0.0	0.0
	TOTAL	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	8.0

CUADRO N° V.11

REQUERIMIENTO DE EQUIPO

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

RODILLO VIBRATORIO LISO

ITEM	ACTIVIDAD	DÍAS																			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	TOTAL	
1.1	Movilización y desmovilización de equipos	0.0	0.0																		0.0
1.2	Replanteo y control del trazo			0.0	0.0		0.0	0.0			0.0	0.0	0.0								0.0
2.1	Corte en material suelto				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0												0.0
2.2	Corte en roca suelta									0.0											0.0
2.3	Conformación de terraplenes						1.0	1.0	1.0	1.0	1.0										4.0
2.4	Eliminación de material excedente											0.0									0.0
2.5	Nivelación y refine de subrasante												0.0								0.0
3.1	Capa de base con material granular e= 0.15 m													1.0	1.0	1.0					3.0
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas														0.0	0.0	0.0	0.0			0.0
4.2	Acero grado 60																		0.0		0.0
4.3	Encofrado desencofrado muros de concreto																			0.0	0.0
4.4	Concreto muros f'c=210 kg/cm2																			0.0	0.0
	TOTAL	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	7.0

CUADRO N° V.12

REQUERIMIENTO DE EQUIPO

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA Y CAMINO DE ACCESO PARA POZO 7132 MERINA

VOLQUETE

ITEM	ACTIVIDAD	DÍAS																			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	TOTAL	
1.1	Movilización y desmovilización de equipos	0.0	0.0																		0.0
1.2	Replanteo y control del trazo			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			0.0	0.0								0.0
2.1	Corte en material suelto				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0												0.0
2.2	Corte en roca suelta									0.0											0.0
2.3	Conformación de terraplenes							0.0	0.0	0.0	0.0										0.0
2.4	Eliminación de material excedente											0.0									0.0
2.5	Nivelación y refine de subrasante												0.0								0.0
3.1	Capa de base con material granular e= 0.15 m													4.0	4.0	4.0	4.0				12.0
4.1	Excav. manual para cantina, y cunetas															0.0	0.0	0.0	0.0		0.0
4.2	Acero grado 60																			0.0	0.0
4.3	Encofrado desencofrado muros de concreto																			0.0	0.0
4.4	Concreto muros fc'=210 kg/cm2																			0.0	0.0
	TOTAL	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	4.0	4.0	4.0	0.0	0.0	0.0	12.0

CAPÍTULO VI

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

El presente capítulo tiene por finalidad definir las diferentes normas y especificaciones de cada uno de los trabajos que se van a ejecutar en la construcción de la plataforma y camino de acceso.

Las especificaciones formarán parte complementaria de todos lo indicado en planos, y cualquier requisito incluido en ellas es tan obligatorio como los demás documentos del proyecto.

En nuestro caso se definirán las especificaciones técnicas para cada una de las partidas que conforman el presupuesto de obra.

VI.1.- MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO

Esta partida comprende todo el trabajo necesario para reunir y transportar al sitio de la obra, todo el personal y equipo mecánico requerido para empezar la construcción y concluirla en el plazo establecido.

Hasta el 50% del monto ofertado por esta partida se hará efectivo cuando los equipos se encuentren operando en la obra. El 50% restante se abonará al término de los trabajos, cuando los equipos y personal sean retirados de la obra, con la debida autorización del Ingeniero.

VI.2 REPLANTEO Y CONTROL DEL TRAZO

Se considera en esta partida todos los trabajos topográficos que sean necesarios para hacer el replanteo del proyecto, eventuales ajustes del mismo, apoyo técnico permanente, y control de resultados.

El mantenimiento de “bench marks”, plantillas de cotas, estacas auxiliares, etc. será cuidadosamente observado a fin de asegurar que las indicaciones de los planos sean llevadas fielmente al terreno y que la obra cumpla una vez concluida con los requerimientos y especificaciones del proyecto.

VI.3.- EXPLANACIONES

Esta partida consistirá en la excavación y explanación de la plataforma y vía de acceso incluyendo la formación, compactación y consolidación de terraplenes.

Previamente al trabajo de excavaciones, el Contratista deberá obligatoriamente replantar y nivelar el eje del trazo, tomado las secciones transversales de acuerdo a lo indicado en planos.

Todo el material adecuado que provenga de las excavaciones, será empleado en lo posible en la formación de terraplenes, subrasantes, taludes, asientos y rellenos de alcantarillas, estructuras, y cualquier otra parte que fuera indicado en planos. Ningún material proveniente de las excavaciones podrá ser descartado, a no ser que sea autorizado por escrito indicado en planos, y cuando tenga que ser descartado será retirado en la forma que indique el Ingeniero.

Cuando fuera requerido, la piedra grande encontrada en la excavación será recolectada y empleada de acuerdo con las instrucciones de los taludes de terraplenes adyacentes o paralelos a corrientes de agua, o será empleada en lugares donde tales materiales puedan proteger de la erosión a los taludes o márgenes de ríos o quebradas.

El movimiento de tierras se efectuará partiendo de la estación cero, hacia adelante

Todo talud de tierra será acabado hasta presentar una superficie razonablemente llana y que esté de acuerdo sustancialmente con las líneas y secciones transversales marcadas en los planos, sin que se encuentren variaciones fácilmente perceptibles desde la vía.

El grado de acabado en la explanación de taludes será aquél que pueda obtener ordinariamente mediante el uso de una niveladora o a mano, según elija el Contratista.

Cuando se encuentre tierra vegetal u otro material inadecuado al excavar hasta la subrasante indicada en los planos, tal material deberá ser removido en la extensión y profundidad indicada por el Ingeniero.

Después de cualquier remoción de material inadecuado, el Ingeniero tomará las medidas de sobreexcavación antes de proceder a reponer el material aprobado.

La compactación de los terraplenes se realizará por capas, con la humedad natural del terreno, ya que en este caso específico, no se requiere obtener la densidad máxima o un porcentaje específico de dicha densidad. En todos los casos la compactación se efectuará de los bordes extremos, hacia el interior de la vía o plataforma.

VI.4 NIVELACIÓN Y REFINE DE SUBRASANTE

Se denomina subrasante al nivel terminado de la estructura de la plataforma o camino. Este nivel se logrará conformando el terreno natural mediante los cortes o rellenos.

La subrasante está constituida por el suelo natural resultante del corte, o por suelo transportado producto de la compensación lateral o longitudinal. Tendrá el ancho completo de la vía o plataforma y estará libre de raíces, hierbas, desmonte o material suelto, sensiblemente de inferior calidad del suelo natural.

En este caso no será necesario compactar la subrasante, sino que una obtenida la conformación producto de los cortes y rellenos, se nivelará dicha superficie con pasadas de motoniveladora, dejándola lista para recibir la capa de base

VI.5.- ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE

Contempla la evacuación de todos los sobrantes de excavaciones, nivelaciones y materiales inutilizados.

Teniendo en cuenta que los trabajos de construcción de esta plataforma y su camino de acceso se realizarán en el campo, y alejado de centros poblados, la eliminación del material excedente se realizará con el tractor usado para las explanaciones, empujando el material sobrante hacia los costados de la plataforma o camino.

VI.6.- BASE GRANULAR

El material para base granular se apilará a lo largo de la vía o plataforma, para su posterior esparcido y compactado sobre la subrasante preparada.

Este material será esparcido en una capa uniforme, hasta lograr un espesor tal que, después de su compactación tenga el espesor requerido por el diseño.

Luego de que el material haya sido esparcido en hileras, será completamente mezclado por la cuchilla de la motoniveladora, en toda la profundidad de la capa, llevándolo alternadamente hacia el centro y hacia el borde de la calzada. Cuando la mezcla sea uniforme, será nuevamente esparcida y perfilada hasta obtener la sección indicada en los planos.

La compactación se efectuará con la humedad natural del terreno ya que, en este caso específico, no se requiere obtenerla densidad máxima.

La compactación se hará en todo el ancho de la capa. El rodillado será gradual, desde los costados hacia el centro y en sentido paralelo al eje de la vía. Esta operación se realizará mediante rodillo vibratorio.

Cualquier irregularidad o depresión que surja durante la compactación, deberá corregirse aflojando el material en estos sitios y adicionando o quitando material hasta lograr una superficie pareja y uniforme.

VI.7.- CUNETAS LATERALES

Las dimensiones de las cunetas laterales serán las indicadas en el estudio de Drenaje del presente proyecto.

La construcción de las cunetas se realizará siguiendo la pendiente del camino, las cuales serán cortadas con precisión y el acabado de estos deberá presentar una superficie razonablemente llana.

De acuerdo a lo especificado en el capítulo de Drenaje, las cunetas se harán sin revestir.

La conformación y acabado de las cunetas se realizará a mano, tal como se ha indicado en los análisis de costos unitarios.

VI.8.- ENCOFRADOS

Esta sección comprende el suministro, ejecución y colocación de las formas de madera necesarias para el vaciado del concreto de los muros de contención de la cantina de lodos.

Los encofrados serán diseñados y construidos en tal forma que resistan plenamente, sin deformarse, el empuje del concreto al momento de llenado.

Los encofrados deberán ser construidos de acuerdo a las líneas de las estructuras y apuntalados sólidamente para que conserven su rigidez. Las juntas de unión serán calafateadas, a fin de impedir la fuga de lechada de cemento.

Los encofrados serán convenientemente humedecidos antes de depositar el concreto y sus superficies interiores debidamente lubricadas para evitar la adherencia del mortero. Previamente deberá verificarse la absoluta limpieza de los encofrados, debiendo extraerse cualquier elemento extraño que se encuentre dentro de los mismos.

El encofrado se construirá de tal modo que facilite la labor de desencofrado sin producir daños a las superficies de concreto vaciadas.

Los encofrados no podrán retirarse antes de las 24 horas de producido el vaciado.

VI.9.- CONCRETO ARMADO ($f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Esta partida corresponde al concreto que será utilizado en la construcción de muros de contención para la cantina de lodos, y estará compuesto de cemento portland, agregados finos, agregados gruesos y agua.

Este concreto deberá presentar una resistencia a la compresión a los 28 días de 210 kg/cm².

El cemento a utilizarse en su elaboración será del tipo Portland originario de fábricas aprobadas, despachado únicamente en sacos sellados y con marca. Cemento pasado o recuperado de la limpieza de los sacos, no deberá ser usado en obra.

El cemento será rechazado si se convierte total o parcialmente en cemento fraguado, o si contiene grumos o costras.

El agregado fino para el concreto deberá satisfacer los requisitos de designación ASTM designación C-136, y deberá estar de acuerdo a la siguiente gradación:

N° DE TAMIZ	% QUE PASA
3/8"	100
N° 4	90-100
N° 8	70-95
N° 16	50-85
N° 30	30-70
N° 50	10-45
N° 100	0-10
N° 200	0-3

El agregado fino deberá ser de arena limpia, silicosa, y lavada, de granos duros, fuertes, resistentes y lustrosos, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas suaves o escamosas, esquistos o pizarras, álcalis, y materiales orgánicos con tamaño máximo de partículas de 3/16" y cumplir con las normas establecidas en la especificación ASTM C-33

El agregado grueso para el concreto, deberá ser de piedra, o grava, rota o chancada, de grano duro, y compacto, la piedra deberá estar limpia de polvo, materia orgánica o barro, marga u otra sustancia de carácter deletéreo. En general deberá estar de acuerdo con las normas ASTM C-33 y cumplir las siguientes gradaciones:

Nº DE TAMIZ	% QUE PASA
1 ½"	100
1"	95-100
½"	25-60
Nº 4	10 máx.
Nº 8	5 máx.

El agua destinada para el lavado del agregado y para mezclar el concreto, deberá ser fresca, y sustancialmente limpia de aceites, ácidos, álcalis, aguas negras, minerales nocivos, minerales orgánicos, etc.

El concreto deberá ser mezclado completamente en una mezcladora de carga, la misma que deberá ser operada a la velocidad del tambor que se muestra en la placa del fabricante fijada en el aparato. El contenido completo de una tanda debe ser sacado de la mezcladora antes de empezar a introducir materiales para la tanda siguiente.

Todo concreto debe ser vaciado, antes de que haya logrado su fraguado inicial, y en todo caso dentro de 30 minutos después de su mezclado.

El concreto deberá ser curado por un período no menor de 7 días consecutivos, mediante un método aprobado o combinación de métodos aplicables a las condiciones locales.

VI.10.- ACERO

La carga de fluencia del acero será $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$, debiendo satisfacer las siguientes condiciones:

- corrugaciones de acuerdo a la norma ASTM A-61
- carga de rotura mínima 5,900 kg/cm²
- elongación en 20 cm., mínimo 8%

Las varillas de acero se almacenarán fuera del contacto con el suelo, preferiblemente cubiertos y se mantendrán libres de tierra y suciedad, aceite, grasa y oxidación excesiva. Antes de su colocación en la estructura el refuerzo metálico deberá limpiarse de escamas de laminado, óxido y cualquier capa que pueda reducir su adherencia

CAPÍTULO VII

VALORES COMPARATIVOS

En este capítulo se pretende establecer comparaciones entre el procedimiento constructivo tradicional y el procedimiento constructivo que se propone con el presente trabajo.

Asimismo se persigue determinar la diferencia de costos y tiempos que involucra la aplicación de uno u otro procedimiento.

Con este fin a continuación se analizan los rubros en los que se presentan innovaciones o mejoras, precisándose en cada caso los beneficios costo-tiempo.

VII.1.-LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Como ya se mencionó en el primer capítulo, en el proceso de construcción de plataformas tradicional, por las razones también expuestas en dicho capítulo, no se daba prioridad al levantamiento topográfico. En su lugar se dejaba en manos de experimentados capataces el establecimiento del nivel de subrasante de la plataforma, así como el trazo del camino de acceso.

De esta forma el planeamiento y la programación de trabajos en lugar de efectuarse en base al cubicaje de tierras a mover, se hacía en base a estimados de tiempo de operación de equipos para realizar dichos trabajos.

Obviamente, por más experimentado que fuera el personal responsable de estas evaluaciones, el movimiento de tierras final sobrepasaba largamente el óptimo que podría obtenerse cubicándose con planos, con el consecuente incremento de los costos y tiempos de ejecución.

Puesto que la ejecución de la plataforma 7132 Merina, que es objeto del presente trabajo, fue una de las primeras que se encargó a terceros, no habiéndose construido de la manera tradicional, no se tiene información acerca de los tiempos programados previstos y de ejecución efectuados de haberse hecho con equipos y personal propios de la empresa estatal Petroperú S.A.

Sin embargo se puede establecer que con una programación basada en tiempos estimados de operación de equipos, el movimiento de tierras, solamente en el rubro de explanaciones, se incrementa en un factor que varía entre 1.5 y 2.0, respecto al movimiento de tierras que se obtiene cubicando con planos.

Para efectos de tener valores referenciales en cuanto a diferencia de costos entre uno y otro procedimiento, asumiremos que el volumen de tierras movido, en el caso hipotético de que se hubiera construido la plataforma utilizando el método de tiempos de operación de equipo, se ha incrementado en el valor mínimo especificado en el párrafo anterior, es decir $f = 1.5$

A continuación se muestra un cuadro comparativo entre el volumen de tierra movido según los metrados resultantes de la cubicación con planos (tal como se ha detallado en el Capítulo III), y el volumen de tierra movido como resultado de la estimación de tiempos de operación de equipos.

CUADRO N° VII.1

CUADRO COMPARATIVO

PARTIDAS	COSTO DE VOLUMEN DE TIERRA MOVIDO SEGÚN CUBICACIÓN CON PLANOS (S/.)	COSTO DE VOLUMEN DE TIERRA MOVIDO SEGÚN TIEMPO DE OPERACIÓN DE EQUIPOS, f= 1.5 (S/.)
Corte en material suelto	17,884	26,826
Corte en roca suelta	4,441	6,662
Conform. de terraplenes	7,657	11,485
Elimin. mat. excedente	1,860	2,790
TOTAL	31,842	47,763

Como se puede apreciar en el Cuadro anterior, efectuar topografía trae consigo precisión y optimización en el volumen de tierras a mover, generando un ahorro en el rubro de explanaciones que, aplicando conservadoramente el factor de 1.5, se estima en S/. 15, 921 en el caso de la construcción de la plataforma 7132.

En cuanto a tiempo de ejecución podemos concluir que el movimiento de tierras en exceso originado por la imprecisión debida a la estimación de tiempo de operación de equipos, originaría un alargue en el rubro de explanaciones de 2 días, respecto del cronograma de ejecución presentado en el presente trabajo (Capítulo V, Gráfico V.3).

VII.2.-ENSAYO DE SUELOS

Uno de los temas soslayados por el procedimiento tradicional, ha sido la realización de ensayos de suelos con el fin de identificar el tipo de suelo de subrasante.

Cabe precisar que, en este caso, cuando hablamos de subrasante nos estamos refiriendo específicamente al de la plataforma, que es donde principalmente interesa evitar deformaciones. No así a la subrasante del camino de acceso, donde no es relevante que se produzcan deformaciones.

Para compensar la ausencia de la valiosa ayuda y guía que significa conocer las propiedades del suelo de subrasante, el procedimiento tradicional opta por colocar una capa de base de un espesor tal que absorba los esfuerzos aplicados en la superficie, de modo que la subrasante reciba sólo una fracción de aquellos.

En la práctica lo que esto implicaba era que los responsables del trabajo, con el fin de evitar cualquier deformación indeseable, se protegieran colocando la mayoría de las veces una capa de base de espesor excesivo, cuando la capacidad de soporte de la subrasante por sí sola estaba asegurada.

Generalmente el espesor de la capa de base era de 0.35 m para suelos arcillosos, incrementándose dicho espesor en suelos menos confiables, habiendo llegado en algunos casos hasta 1.20 m

En el caso de la plataforma 7132 Merina, donde gracias a los ensayos de suelos realizados se estableció la buena capacidad de soporte de la subrasante (Capítulo II, ítem II.5.F), se concluyó que la capa de base no iba a tener función estructural sino que iba servir como capa de rodadura y por lo tanto se especificó un espesor mínimo de 0.15 m

Si la construcción se hubiera hecho tradicionalmente, la capa de base hubiera sido de 0.35 m de espesor.

El costo en exceso que esto hubiera significado sería:

$(0.35 - 0.15)\text{m} \times 10,033 \text{ m}^2 = 2,007 \text{ m}^3$ adicionales de material de base

Según Presupuesto (Capítulo V, Cuadro N° V.1), el costo unitario de material de base es de S/. 15.46

Por tanto:

Costo en exceso = $2,007 \times 15.46 = \text{S}/. 31,028$

En cuanto al tiempo de ejecución, la conformación de 2.007 m³ adicionales de capa de base hubiera implicado 2 días de alargue en esta actividad, respecto del cronograma presentado en el presente trabajo

VII.3.- UBICACIÓN DE CENTRO DE POZO EN ZONA DE CORTE

Como ya se explicó en el Capítulo II, ítem II.5.G, denominamos Centro de pozo a la zona de la plataforma que recibe la carga crítica, y que es la zona donde se apoya el equipo de perforación.

Para el caso específico de la plataforma 7132 Merina, dicha zona viene a ser la superficie de apoyo del equipo de perforación la misma que tiene como medidas 5.48 m x 12.19m.. Sin embargo, a estas medidas, por seguridad, debe agregarse 1.50 m por cada extremo, resultando la zona crítica un rectángulo de 8.48 m x 15.19 m, dentro del cual se ubica la caja de concreto armado llamada cantina de lodos, en el centro de la cual a su vez se ubica el pozo en sí.

Una de las propuestas de este trabajo es justamente ubicar, donde la topografía del terreno y las condiciones del suelo lo permitan, toda la zona de centro de pozo en área de corte, a pesar de que, de acuerdo a las coordenadas del pozo, el área crítica puede quedar ubicada en una zona de corte, o de relleno, o mixta.

Esto es posible debido a que se ha logrado establecer con los Ingenieros Reservoiristas que siempre es posible mover las coordenadas de un pozo, dentro del límite establecido por las dimensiones de la plataforma.

Esta flexibilidad, que no afecta ni incide en los resultados de la perforación, es la que se propone aprovechar para mover el centro de pozo a una zona de corte, en el caso que la ubicación original estuviera localizada en un área de relleno.

La principal ventaja del corrimiento propuesto es el ahorro de los trabajos de relleno en esta zona, los mismos que tendrían que efectuarse compactándose el material con su densidad máxima, de no producirse dicho corrimiento.

Obviamente mover el centro del pozo a un área de corte será factible siempre y cuando la capacidad admisible del suelo lo permita, lo cual sucede con bastante frecuencia.

Con mucha menor frecuencia se presentan casos donde no es posible mover el centro de pozo a una zona de corte, por ejemplo, una plataforma ubicada en un lecho de quebrada estará totalmente conformada sobre terraplenes. Similar situación se presenta en una zona que, a pesar de ser área de corte no tiene la capacidad de soporte necesaria. En ambos casos la solución pasa por rellenar con material seleccionado y con su densidad máxima.

El resto de la superficie de la plataforma, así como la superficie del camino de acceso, donde algunos asentamientos que puedan ocurrir son irrelevantes, podrá compactarse sin necesidad de obtener la densidad máxima.

El beneficio obtenido por el corrimiento del centro de pozo a una zona de corte, es difícil de cuantificar si es que no se presenta un caso concreto y real. Sin embargo sólo para efectos del presente estudio se costeará la labor de conformación de terraplenes compactándolos a su densidad máxima, en el caso de que la ubicación original del centro de pozo cayera en una zona de relleno y no se trasladara a una zona de corte.

Con este fin, asumiremos que en el área crítica de la plataforma (8.48 m x 15.19 m), el relleno a ejecutarse será de 1 m de altura y se compactará en capas de 0.15 m.

Volumen de relleno: $8.48 \times 15.19 \times 1.00 \times 1.2 = 154.57 \text{ m}^3$

De acuerdo al análisis de precios unitarios efectuados para la partida Conformación de terraplenes (humedad óptima), (Capítulo IV, ítem IV.5), el costo unitario es: S/. 17.76 / m³

Por tanto la ejecución del centro de pozo en un área de relleno costaría:

$$154.57 \times 17.76 = \text{S/. } 2,745$$

Y el tiempo de ejecución de acuerdo a rendimiento estandar sería de 1 día

A continuación se muestra el Cuadro VII.2 donde se detallan los beneficios en costo y tiempo de ejecución como resultado de las mejoras propuestas en el proceso constructivo tradicional de construcción de plataforma.

CUADRO N° VII.2

BENEFICIOS COSTO -TIEMPO

MEJORAS	AHORRO EN COSTO	DISMINUCIÓN DE TIEMPO DE EJECUCIÓN
Planos topográficos	S/. 15,921	2 días
Ensayo de suelos	S/. 31,028	2 días
Centro de pozo en zona de corte	S/. 2,745	1 día
TOTAL	S/. 49,694	5 días

De lo anteriormente expuesto podemos concluir que, sin las mejoras propuestas y aplicadas en el presente trabajo, la construcción de la plataforma 7132, Merina, hubiera costado, incluyendo un 25% de gastos generales y utilidad, S/. 165,053.92, en vez de los S/. 102, 936.43 presupuestados en el presente trabajo.

Asimismo, el plazo de ejecución de acuerdo al presente estudio, que es de 18 días hábiles, se hubiera alargado en 5 días más, resultando un plazo de ejecución de 23 días hábiles, trabajando con el procedimiento tradicional

Con las mejoras implementadas no sólo se obtiene un ahorro económico del 37.63 %, y una reducción del 21.73% en el plazo de ejecución, sino que también los trabajos de construcción de plataformas en la cuenca petrolera de Talara se efectuarían con procedimientos menos empíricos y más racionales.

CAPÍTULO VIII

PROBLEMAS OCASIONADOS POR EL FENÓMENO EL NIÑO

VIII.1 DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO EL NIÑO

El fenómeno El Niño está asociado a la presencia de aguas cálidas en las costas del Perú y Ecuador, originada por eventos atmosféricos que suceden a miles de kilómetros al oeste en el Pacífico central tropical.

En dicha región se producen fluctuaciones de vientos que generan una perturbación en el océano, propagándose como una onda hacia el este. Cuando esta onda llega a las costas de Perú y Ecuador, la termoclina está a mayor profundidad, produciéndose afloramiento de agua cálida.

La termoclina es el nivel del mar que separa las aguas superficiales, de mayor temperatura y menor densidad, de las aguas profundas frías y más densas.

El calentamiento de las aguas marinas origina un fuerte proceso de evaporación de agua, que a su vez deviene en fuertes precipitaciones pluviales

Los medios de los que se dispone para monitorear El Niño son la Temperatura Superficial del Mar (TSM) y la diferencia de presiones atmosféricas en sectores del Océano Pacífico o Índice de Oscilación Sur (IOS). Con estos parámetros es posible cuantificar el grado de perturbación que ocurre en el sistema Océano-Atmosférico.

El fenómeno El Niño en la región Grau ha presentado sus más graves alteraciones durante los periodos 1982-1983 y 1997-1998.

Para tener una idea de estas graves perturbaciones sólo mencionaremos que, bajo condiciones normales, en la cuenca baja de los ríos Chira y Piura se tienen precipitaciones acumuladas de 50 –150 mm , en la cuenca media de 150-400 mm, y en la cuenca alta de 500-1,000 mm. Durante El Niño de 1982-1983 se registraron precipitaciones acumuladas de 1,000-2,000 mm en la cuenca baja y media, mientras que en la cuenca alta los indicadores fueron de 3,000-4,000 mm

Como consecuencia de las intensas precipitaciones pluviales y los grandes volúmenes de agua transportados por los ríos y gran cantidad de quebradas, se han producido daños por inundaciones y desbordes que han afectado áreas urbanas, agrícolas, carreteras, puentes y otras obras de infraestructura.

Cubriendo solamente la parte que concierne al presente trabajo, seguidamente haremos una descripción de los efectos del fenómeno El Niño sobre la infraestructura vial en la cuenca petrolera de Talara.

La infraestructura vial en la cuenca petrolera de Talara está conformada principalmente por la carretera Panamericana que atraviesa la zona petrolera uniendo las ciudades de Talara, El Alto y Los Organos.

Esta carretera se constituye en el eje longitudinal principal con el cual se enlaza la red caminera de la zona, que está conformada por:

- Vías Troncales Primarias. Son vías que funcionan como ejes transversales. Tienen aproximadamente 9 m de ancho y estructuralmente están constituidas por una base de afirmado de 0.20 m al que se le ha dado un tratamiento superficial asfáltico. Representan aproximadamente el 2% del total.

- Vías Troncales Secundarias. Son también vías principales con similares características a las anteriores con la diferencia que no tienen tratamiento superficial asfáltico. Representan un 5% aproximadamente del total.
- Caminos de acceso a instalaciones petroleras. Son trochas carrozables de aproximadamente 7 m de ancho, con características como las que se describen en el presente Proyecto. Constituyen el 93% de toda la red caminera de la zona de explotación petrolera.

En la carretera Panamericana los principales efectos del fenómeno de El Niño son:

- Rotura del puente Pariñas por colapso de la batería de alcantarillas que une los dos puentes. Esta infraestructura es importantísima ya que conecta Talara, no sólo con los lotes de explotación, sino también con las ciudades de El Alto, Los Organos y demás poblados más al norte.
- Interrupciones de tramos de vía en tres o cuatro zonas entre Talara y El Alto, por colapso de alcantarillas en zonas de quebradas.
- Interrupciones de tramos de vía en una zona entre El Alto y Los Organos, por colapso de alcantarillas en zonas de quebradas.
- Deterioro de carpeta asfáltica por aniegos originados por colmatación de cunetas debido a deslizamiento de lodo proveniente de taludes en zonas de corte.
- Formación de cangrejeras por erosión de taludes en zonas de relleno

En vías troncales y caminos de acceso a instalaciones petroleras los daños principales son:

- Interrupciones de tramos de vías en zonas de quebradas por colapso de alcantarillas debido a las crecientes
- Deterioro de la capa de base por estancamiento de agua pluvial debido a ausencia de pendiente longitudinal y/o bombeo transversal
- Erosión de tramos de vía por ausencia de cunetas al pie de los taludes en zona de corte
- Formación de cangrejas por erosión de taludes en zona de rellenos

En plataformas de perforación los efectos son:

- Estancamiento de aguas pluvial por tratarse de una plataforma horizontal, lo cual origina la pérdida de su capacidad portante cuando el suelo se satura
- Formación de cangrejas por erosión de taludes.

La interrupción de vías de acceso por cualquiera de los motivos descritos, en el campo de explotación, trastorna la actividad petrolera ya que se deja de atender pozos en explotación, baterías, estaciones de bombas, estaciones de compresores, líneas de conducción, etc.

Esto trae como consecuencia el descenso de la producción de petróleo perjudicando la demanda interna de este producto y sus derivados.

En el año 1997 el volumen total de producción fue de 15'134,030 barriles. Esto significa una producción diaria promedio de 42,038 barriles. En 1998, durante el fenómeno El Niño, la producción fiscalizada reportada fue de 37,870 barriles diarios, lo cual significó una disminución aproximada de 10 % con respecto a la producción diaria del año anterior, lo que cuantificado en soles representa una pérdida de U.S.\$ 75,024 por día. (U.S.\$ 18/barril)

CAPÍTULO IX

ACTIVIDADES DE REHABILITACIÓN

IX.1 REHABILITACIÓN DE CAMINOS DE ACCESO Y PLATAFORMAS

Las tareas de rehabilitación de caminos de acceso y plataformas, por efectos del fenómeno El Niño, están fundamentalmente orientadas a mantener el tránsito entre las instalaciones petroleras esparcidas dentro de los lotes de explotación con el fin de asegurar la continuidad de la actividad extractiva y las labores de mantenimiento.

Cabe precisar que las actividades de rehabilitación, si bien tienen que ver con la recomposición de la estructura de la vía o plataforma, fundamentalmente están orientadas a las obras de drenaje las mismas que no han sido tomadas en cuenta y cuya vital importancia recién ha sido reconocida, a raíz de los devastadores efectos del fenómeno El Niño

IX.2.- OBRAS DE RECOMPOSICIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LA VÍA O PLATAFORMA.

La labor de recomposición de la estructura de caminos o plataformas comprende los siguientes trabajos:

A.- REPOSICIÓN DE MATERIAL Y REFINE DE LA CAPA DE BASE

Este trabajo consiste en la reposición del material de base en los tramos que se requiera. Esta situación se presenta generalmente en los tramos con pendiente pronunciada, en donde, por ausencia de cunetas y bombeo transversal, el flujo proveniente de la escorrentía superficial circula sobre la superficie de rodadura o capa de base a gran velocidad con efectos erosivos.

El efecto de esta acción erosiva es la formación de surcos cuya profundidad, en alguno casos, compromete el espesor total de la base. Dichos surcos pueden ir paralelos o en forma transversal al eje del camino.

En este caso se demarcará la zona dañada retirándose de esta todo material por encima de la subrasante. Una vez que esté bien nivelada la subrasante se colocará y compactará material de base de acuerdo a su espesor original.

El material a emplearse será el que cumpla con los requisitos para capa de base, tal como se estipula en el Capítulo II, ítem II.6.

Para este tipo de trabajos se requiere del concurso de una motoniveladora, cargador frontal y volquetes

B.- REPOSICIÓN DE MATERIAL EN TALUDES EROSIONADOS

En algunos sectores la escorrentía superficial en su flujo por gravedad encuentra su cauce natural descendiendo por taludes de relleno originando una erosión remontante, causando perjuicios de menor o mayor grado según el avance del proceso erosivo.

La actividad erosiva a su vez depende del caudal y de la velocidad de flujo. Cuando el caudal y la velocidad son pequeños, los daños se presentan en el mismo talud, observándose pérdidas de material y la consiguiente pérdida de sustento. Conforme la velocidad y el caudal se incrementan la actividad erosiva puede llegar hasta la capa de rodadura formándose las denominadas “cangrejeras”.

Cabe mencionar que estos efectos perniciosos se han observado en zonas donde obras de drenaje elementales, como las cunetas laterales o bombeo transversal, son inexistentes.

En estos casos hay que reconstruir el talud retirando todo el material suelto de la parte afectada y comenzando a rellenar desde la parte más baja, compactándose por capas hasta llegar a la corona del talud. A partir de este punto el relleno y compactación se realizará con material seleccionado.

En estos casos se utilizará compactadora manual. El material de relleno será suministrado por cargador frontal y volquetes.

C.- RETIRO DE DESLIZAMIENTOS DE TIERRA Y ROCAS

El deslizamiento de tierras y rocas ocurre muy frecuentemente en los taludes de corte. Como se sabe, la cuenca petrolera de Talara está conformada mayormente por suelos arcillosos y rocas sedimentarias arcillosas. Los gradientes de los taludes de corte en este tipo de suelos según las Normas Peruanas para el Diseño de Carreteras sería de 2:1 (V:H). Otros autores para este mismo tipo de suelos establecen rangos que varían entre 1.25:1 y 0.83:1 (V:H).

En el campo de explotación petrolera, los taludes de corte aparentemente tienen la gradiente que establecen las Normas Peruanas, manteniéndose estables y sin problemas en estado seco.

La relativa estabilidad que llegan a alcanzar estos taludes en los largos períodos de sequía, se pierde cuando dicho suelo se satura ante lluvias intensas como las del fenómeno El Niño.

En estos casos la saturación destruye la aparente cementación, se erosionan y colapsan fluyendo como masa de lodo y arrastrando rocas que se depositan en el camino obstruyendo la circulación.

Dependiendo de la magnitud de los deslizamientos el retiro de dicho material podrá ser realizado con tractor, cargador frontal o motoniveladora.

D.- ELEVACIÓN DE NIVEL DE SUBRASANTE.

Existen zonas donde el perfil longitudinal del camino de acceso ha seguido las depresiones del terreno natural, quedando la subrasante en un nivel más bajo que el suelo circundante.

Como el clima predominante en la zona, la mayor parte del año es seco y esta característica sólo es alterada en mínimo grado por lluvias estacionales de poca intensidad, el hecho de que la subrasante quede en un nivel más bajo no tiene ninguna consecuencia relevante.

Sin embargo en períodos pluviales intensos, como los ocasionados por el fenómeno El Niño, los efectos no pasan desapercibidos, ya que se propicia la formación de cuencas ciegas produciéndose notables estancamientos de agua impidiendo la normal circulación de vehículos.

Los trabajos correctivos a efectuarse en este caso son el relleno de las depresiones, el mismo que se irá compactando por capas hasta alcanzar una altura de por lo menos 0.30 m sobre el nivel del terreno circundante.

Una vez perfilada y compactada la subrasante se aplicará la capa de base de acuerdo al espesor original.

Cabe precisar que como material de relleno se puede utilizar, lo que en la zona se denomina como “lastre”, el cual no viene a ser otra cosa que la roca sedimentaria arcillosa que se encuentra en algunas canteras la misma que durante el proceso de extracción se fragmenta en trozos grandes y pequeño muy duros y compactos.

Este material al ser compactado conforma una capa muy resistente a las deformaciones. Sin embargo en presencia de agua dichas propiedades se pierden, por lo cual se debe utilizar sólo en estado seco.

El material de base será granular de acuerdo a las gradaciones establecidas en el Capítulo II.

El equipo que interviene en esta partida es motoniveladora, rodillo, cargador frontal y volquetes.

IX.3.- OBRAS DE DRENAJE

A.- CONSTRUCCIÓN DE CUNETAS EN TALUDES DE CORTE

La mayoría de los caminos de acceso, así como las vías troncales primarias y secundarias, no tienen cunetas al pie de los taludes de corte.

Esto es así, debido a que, como ya se ha explicado, las obras de drenaje nunca fueron tomadas en cuenta, considerando el clima predominante en la zona. Sin embargo a raíz de los últimos eventos ocurridos en 1982-1983 y 1997-1998, dichas obras se han convertido en imprescindibles.

Tal como se estipuló en el ítem II.7.B del Capítulo II, las cunetas serán de 0.30 m de profundidad por 0.50 m de ancho. Como los caminos de acceso a pozos y demás instalaciones petroleras tienen la categoría de trochas carrozables no se requiere que las cunetas sean revestidas.

Sin embargo para un funcionamiento óptimo se debe determinar su pendiente entre los límites de sedimentación y erosión. Si el tramo en corte es muy largo debe preverse las alcantarillas de alivio para desaguar transversalmente el caudal acumulado.

En el caso de vías troncales con tratamiento superficial asfáltico se recomienda que las cunetas laterales sean revestidas siendo lo más práctico el revestimiento de concreto.

B.- GRADIENTE DE TALUDES DE CORTE

Como se mencionó en el acápite D de este capítulo, la gradiente actual de los taludes de corte representan un problema potencial cuando estos se saturan. Por tal motivo consideramos que debe optarse, en las nuevas construcciones que se hagan, por una gradiente más conservadora para los taludes de corte, sobre todo en los casos de taludes con altura importante (5 m o más).

Para este efecto se propone disminuir la gradiente del talud estableciéndola dentro del promedio de rango que proponen otros autores, es decir 1:1. Con ello se pretende conseguir:

- Mayor estabilidad de los taludes cuando se saturan, evitándose así la posibilidad de desprendimientos o derrumbes.
- Disminución de la velocidad de la escorrentía superficial. Esto es muy importante ya que se consigue reducir en forma importante la erosión y arrastre de materiales, evitándose de este modo el taponeo y colapso de las cunetas que se encuentran al pie de los taludes.

Otra alternativa, concordante con lo que establecen la Norma Peruana, es la construcción de banquetas para taludes en corte con más de 7 m.

C.- ALCANTARILLAS

Un importante porcentaje de caminos, sea vía troncal primaria, secundaria, o camino de acceso, inevitablemente atraviesa cauces naturales de escorrentía, siendo los más importantes los lechos de quebradas o quebradillas.

Estos lechos tienen la característica de estar secos casi todo el tiempo, existiendo flujo sobre ellos solamente en eventos como el fenómeno El Niño.

La solución convencional en estos casos ha sido la instalación de alcantarillas ya sea rígidas o flexibles. Las alcantarillas rígidas son muy comunes en el campo de explotación petrolera de Talara, ya que se efectúan con tubería de acero usada, que es un material abundante en la zona, y se instalan en lechos de escorrentía de menor importancia. Las alcantarillas flexibles (tipo Armco), por ser de mayor diámetro se han instalado en los lechos de quebradas con más flujo potencial.

Sin embargo se ha podido comprobar que ante eventos como los sucedidos en el período 1982-1983 y 1997-1998, el 100% de estas instalaciones han fallado. Ello se ha debido principalmente a las características de flujo que adquieren estas escorrentías, siendo las más importantes su alta velocidad y turbulencia, las mismas que ocasionan arrastre de rocas y ramajes tapando las bocas de las alcantarillas y reduciendo su eficiencia.

La velocidad de flujo también ocasiona erosión de lechos lo cual, a su vez, origina cauces erráticos e imprevisibles. Si a esto le añadimos los procesos de erosión, socavación y sedimentación que simultáneamente tienen lugar, el resultado es un cuadro de difícil control.

Los mismos problemas se han presentado con alcantarillas de concreto, tal como se puede constatar en aquellas quebradas, que están dentro de la cuenca petrolera, y que son atravesadas por la carretera Panamericana Norte.

Sin lugar a dudas, este es el mayor problema que ocasiona el fenómeno El Niño en la red de caminos de los lotes de explotación petrolera, ya que el tránsito se interrumpe totalmente, al cortarse el tramo sobre el que se ha instalado la alcantarilla, produciéndose el aislamiento de ciertos sectores y la discontinuidad del proceso extractivo.

En carreteras de primer orden, como la Panamericana Norte que recorre longitudinalmente los lotes de explotación, la solución definitiva, para tramos largos, es la construcción de puentes. Para tramos cortos, la instalación de alcantarillas debe efectuarse con métodos de diseño y construcción que tengan en cuenta las características de flujo que se presentan en fenómenos como los de El Niño.

Sin embargo esta inversión no se justifica para las vías troncales y caminos de acceso de los lotes de explotación petrolera, los cuales requieren de soluciones económicas, de acuerdo a la relación costo-beneficio.

Mientras no se disponga de otras alternativas técnicas y económicamente viables, el uso de las alcantarillas seguirá siendo la respuesta más adecuada para estos problemas. Pero sin lugar a dudas, su diseño y proceso constructivo deberán tener muy en cuenta, el tipo de flujo que presentan estas escorrentías, a la luz de la experiencia vivida.

Por su baja inversión y facilidad de instalación, en la zona petrolera se opta por el uso de alcantarillas flexibles, tipo Armeo, para vías troncales importantes. Y cuando se trata de caminos secundarios y quebradas pequeñas se acostumbra instalar tubos de acero. Sin embargo, tanto en la selección del diámetro como en los procesos constructivos, muchas veces no se han usado los criterios más adecuados.

Al respecto, en seguida presentamos algunos factores cuya importancia fue soslayada en muchos casos, y que mejoran notablemente el comportamiento de las alcantarillas:

- Dimensionamiento adecuado del diámetro del tubo o tubos. Podemos afirmar que ninguna alcantarilla estaba dimensionada para recibir el caudal correspondiente a eventos como el fenómeno de El Niño.
- El material de relleno, en el caso de alcantarillas flexibles, debe ser seleccionado y adecuadamente compactado. Asimismo se recomienda que el talud de estos rellenos tengan revestimiento de piedras o enrocado. Esto, a la luz de la experiencia, resulta fundamental ya que se evitará que la alcantarilla falle por la erosión o socavación del relleno.
- Instalación de muros cabezales a la entrada y salida. Esta práctica, que consideramos imprescindible, ha sido comúnmente desechada en la mayoría de instalaciones. Los muros pueden ser de concreto o de albañilería y deben estar provistos de dentellones o delantales. Especial atención merecen las obras de protección en la boca de salida, ya que allí la velocidad de flujo es mayor con el consiguiente peligro de erosión remontante y socavación.
- El nivel de asiento de la alcantarilla debe coincidir con el nivel del lecho del cauce. Este es otro aspecto descuidado en muchas instalaciones y que ha sido motivo de fallas. Cuando exista diferencia de pendientes entre la alcantarilla y el lecho debe preverse obras de protección adecuadas sobre todo en la boca de salida. En este caso se recomienda la colocación de enrocados para prevenir la erosión.
- Obras de encauzamiento. Por mínimas que estas sean, consideramos que siempre deben efectuarse estos trabajos los cuales ayudan a proteger los taludes de los rellenos contra la erosión y la formación de remansos.

Específicamente nos referimos a obras de encauzamiento que pueden efectuarse con tractores en la zona contigua a aquella donde se instalará la alcantarilla.

Deflectores de arrastre. Dadas las características del flujo descritas, consideramos que la instalación de deflectores debe ser obligatoria, ya que el taponamiento de la boca de la alcantarilla por materiales de arrastre es una de las principales causas de su colapso. Como la tubería de acero usada es un recurso muy a la mano en la zona petrolera, este material puede usarse para la confección de deflectores. Para mayor efectividad se recomienda que estos deflectores sean hincados a la manera de pilotes.

D.- BADENES

Otra alternativa de solución en cruces de quebradas, pero restringida a vías importantes por su mayor inversión, es la construcción de badenes con losa de concreto armado.

Un badén es una estructura que conservando el contorno natural del lecho de una quebrada, tiene la propiedad principal de no ofrecer resistencia alguna al paso del flujo y en consecuencia reduce los mecanismos de erosión, socavación, sedimentación, que pueden hacer colapsar cualquier otra estructura hidráulica.

La principal cualidad del badén es que, bien diseñado y construido, el tránsito sobre él sólo se ve interrumpido durante el paso de la descarga que ocurre en un evento crítico. Durante el resto del tiempo se mantiene la fluidez del tránsito.

Tipos de badenes

De tierra. Son aquellos cuya estructura está conformada con relleno de material seleccionado en un espesor suficiente como para permitir el tránsito de los vehículos generalmente livianos. En una avenida importante esta capa desaparece, teniendo que efectuarse nuevos rellenos para restablecer el tránsito.

De concreto. Son aquellos cuya estructura está constituida por losas de concreto armado que tienen por objeto soportar las cargas de tránsito y a la vez cumplir la función de un lecho estable que no ofrezca ninguna resistencia a la corriente y resistente a los efectos de la erosión y socavación.

Los badenes de concreto han dado muy buenos resultados en los lugares donde se han implementado. Se puede decir que son las estructuras que más exitosamente han respondido ante los torrentes típicos del fenómeno El Niño. Específicamente podemos poner el caso de badenes de concreto instalados en una vía troncal, que partiendo de la caleta El Ñuro y bordeando la playa, conduce a una Planta de bombeo de agua. Dicha vía, de aproximadamente 7 km., tiene que atravesar por lo menos unos diez lechos de quebradas, cuyos flujos, en eventos como los de El Niño, tienen las características de huaycos.

En esos puntos se instalaron badenes de concreto con muros de encauzamiento también de concreto, los cuales han tenido un excelente comportamiento.

Los badenes de concreto deben estar dotados de dentellones o delantales del mismo material y enterrados a una profundidad conveniente.

Asimismo para un funcionamiento óptimo se recomienda como obra complementaria la construcción de muros de encauzamiento convenientemente ubicados, con los cuales se anula la posibilidad de erosión y socavación.



Foto IX.1. Camino gravemente erosionado.



Foto IX.2. Colapso de cunetas por deslizamiento de lodo.



Foto IX.3. Erosión de taludes.

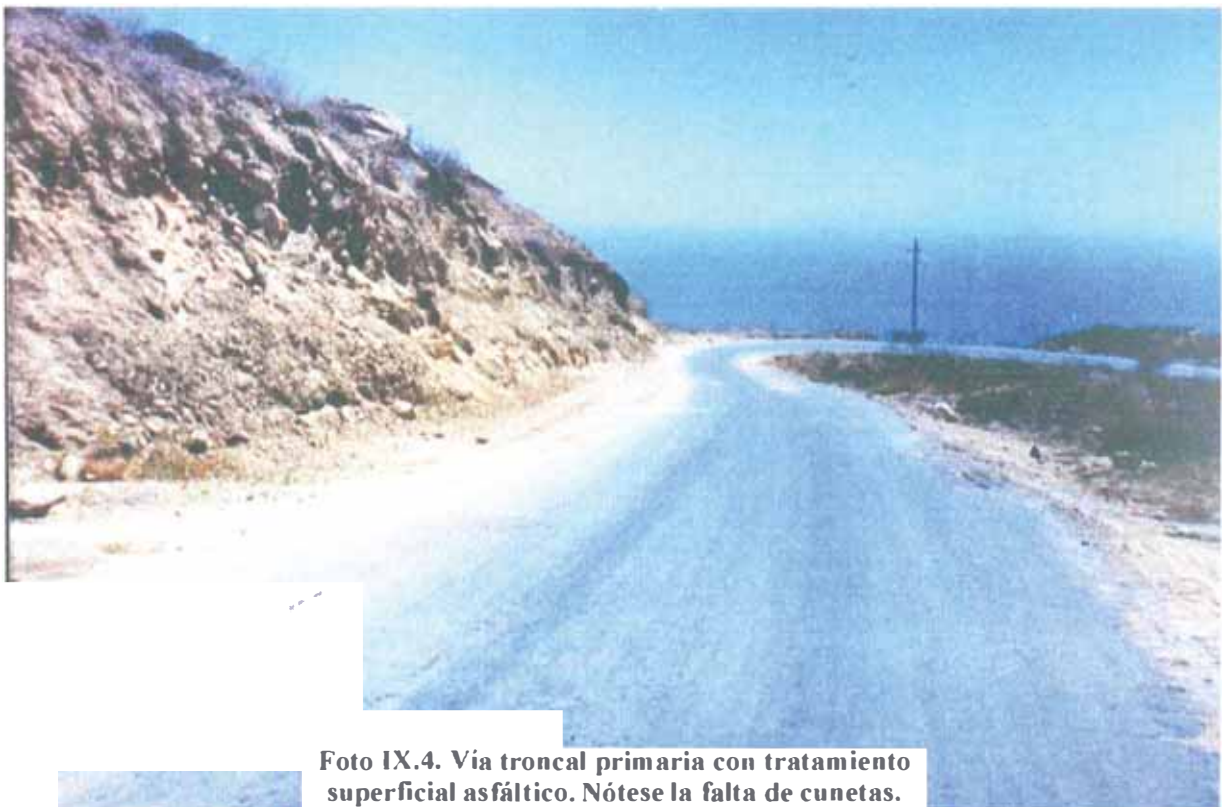


Foto IX.4. Vía troncal primaria con tratamiento superficial asfáltico. Nótese la falta de cunetas.



Foto IX.5. Vía troncal secundaria sin cuneta.



Foto IX.6. Colapso de alcantarilla en carretera panamericana.



Foto IX.7. Badín de concreto.

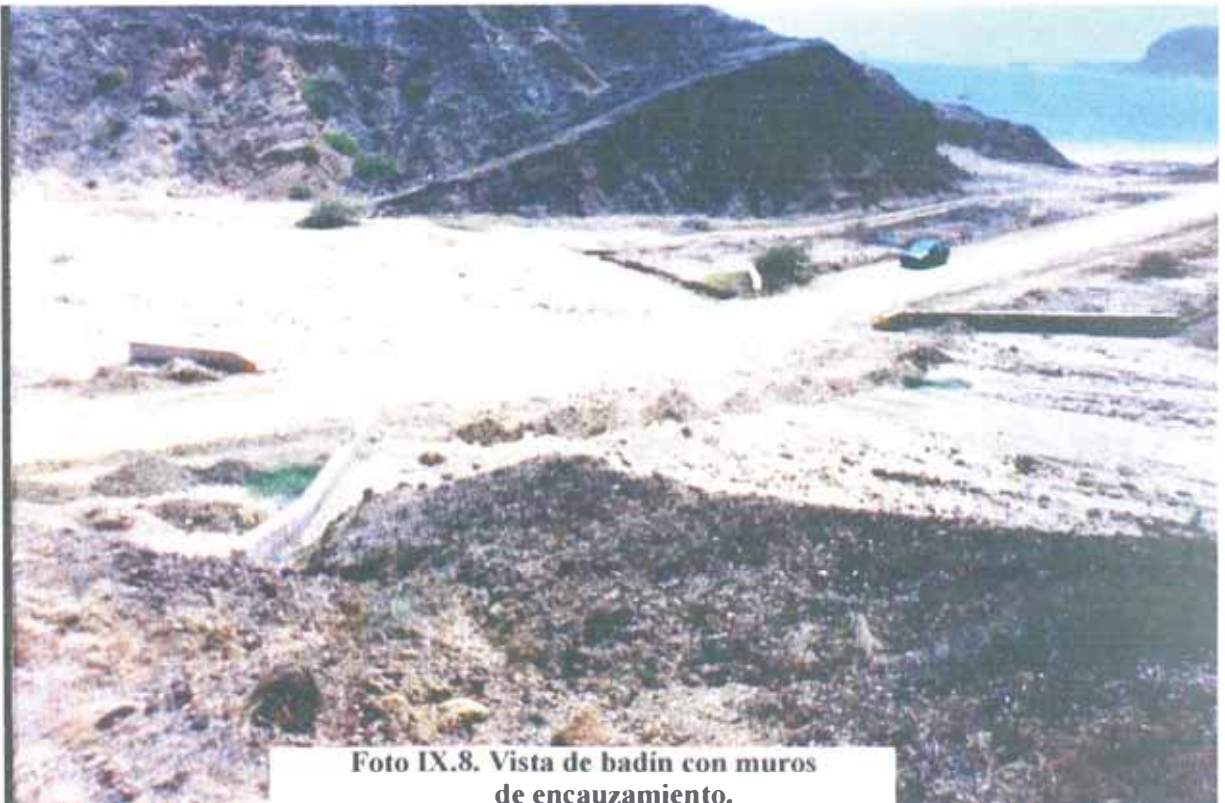


Foto IX.8. Vista de badín con muros de encauzamiento.



Foto IX.9. Talud con gradiente inadecuada

CAPÍTULO X

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como se ha mencionado a lo largo del presente trabajo, las actividades de construcción de plataformas y caminos en la cuenca petrolera del noroeste peruana, se han desarrollado en base a reglas que, probablemente en los inicios de esta actividad, estuvieron fundamentadas en estudios o análisis, pero que en los últimos años, se convirtieron en aplicación general para todos los casos, deviniendo en un trabajo más empírico que racional. Consecuencia principal de ello fue que dicho trabajo no siempre se hiciera al costo correcto.

Lo que se ha pretendido con este estudio es situar las actividades de diseño y construcción de plataformas y caminos de acceso, bajo el marco de las normas generales y convencionales que se emplean en pavimentos y carreteras, dentro de las limitaciones impuestas por los objetivos y alcances de estos trabajos, es decir, teniendo en cuenta su finalidad, tiempo de vida útil, etc.

También se ha mencionado el hecho de que por las características de la zona, que mayormente corresponden a un clima desértico, las obras de drenaje fueron consideradas irrelevantes. Este concepto cambió totalmente, a raíz de sucesos como el fenómeno El Niño, a partir de los cuales, no se concibe un proyecto que no tenga en cuenta estos factores.

Como conclusiones y recomendaciones generales de lo aseverado en los párrafos anteriores mencionaremos las siguientes:

- 1.- El levantamiento topográfico de la zona de trabajo debe ser el punto de partida de todo proyecto relacionado con la construcción de plataformas y sus vías de acceso. Como ya se mencionó, cuando Petroperú tenía el monopolio de la actividad petrolera, los trabajos se ejecutaban sin este requisito. Actualmente, con los lotes de explotación en manos privadas, resulta inconcebible contratar la ejecución de trabajos sin contar con la información topográfica.

- 2.- Una vez localizada la plataforma y replanteada en sitio su ubicación se deben realizar ensayos del suelo correspondiente a la subrasante. Esta información nos permitirá conocer la capacidad de soporte del suelo y por tanto disminuir el espesor de la capa de base. Asimismo se debe establecer la práctica de realizar ensayos de los materiales utilizados como base.

- 3.- Hasta donde sea posible el centro de pozo debe ubicarse en una zona de corte. En caso contrario la zona de centro de pozo debe compactarse con la densidad máxima.

- 4.- Las obras de drenaje que se deben considerar, teniendo en cuenta, la magnitud, finalidad y vida útil de estas construcciones, son las siguientes:
 - pendiente longitudinal del camino
 - bombeo transversal del camino
 - nivel de subrasante del camino sobre el nivel del terreno natural
 - menor gradiente en taludes de corte en caminos y plataformas
 - banquetas en taludes de corte con altura mayor a 7 m en caminos y plataformas
 - cunetas al pie de taludes en caminos y plataformas

5.- El dimensionamiento y proceso constructivo de las alcantarillas se deben replantear teniendo en cuenta:

- a) los máximos caudales registrados en los dos últimos eventos de El Niño
- b) las características de flujo de las avenidas (alta velocidad y turbulencia)

6.- La construcción de badenes con losa de concreto armado ha dado muy buenos resultados en los lugares donde se han instalado. Por su mayor inversión, se recomienda la instalación de estas estructuras en vías troncales más importantes y estratégicas

7.- Ante eventos como el fenómeno El Niño, en los que las precipitaciones son muy intensas, las escorrentías representan un caudal importante, y los lechos de quebradas, normalmente secos, se convierten en cauces de riachuelos torrentosos, es necesario tener a disposición un pool de equipo de movimiento de tierras, con el objeto de rehabilitar de la manera más inmediata los daños en caminos y plataformas, manteniéndolas operativas.

Lo que se estaría corroborando con esta medida es que, en el caso específico de las actividades de construcción de plataformas y caminos dentro de los lotes de explotación petrolera de la cuenca de Talara, es más conveniente invertir en actividades de rehabilitación que hacerlo en infraestructura de protección, que sí se justificarían en carreteras de primer orden.

El pool mínimo de equipos de movimiento de tierras, de acuerdo a lo expuesto, estaría constituido por:

- Una motoniveladora
- Un rodillo
- Un cargador frontal
- Tres volquetes

El costo mensual que representaría este pool, para un lote de explotación con las características del Lote X, sería de U.S.\$ 64,671, utilizándolos a tiempo completo, y aplicando las mismas tarifas de alquiler empleadas en la elaboración del Presupuesto.

El Lote X tiene una producción diaria de 14,000 barriles. Si valorizamos el barril a U.S.\$ 18, entonces tenemos que los ingresos diarios por venta de crudo ascienden a U.S.\$ 252,000. Durante eventos como el fenómeno de El Niño, existe una producción diferida de aproximadamente 10% (Ver Capítulo VIII), es decir se dejan de producir 1,400 barriles diarios debido a daños en infraestructura vial, lo que significan pérdidas de U.S.\$ 25,200 por día, o lo que es lo mismo, U.S.\$ 756,000 por mes.

Como podemos apreciar, el mantener un pool de maquinaria pesada se justifica plenamente, ya que permite restablecer rápidamente la operatividad de los caminos, ayudando a reducir en forma significativa las pérdidas.

Esto no quiere decir, por supuesto, que se deban dejar de lado las tareas de prevención, ni dejar de priorizar las obras de drenaje en toda construcción nueva. Lo que se desea poner en claro es que, como la inversión en obras de protección en este tipo de trabajos es muy pequeña, la probabilidad de que las obras elementales de drenaje colapsen o sufran daños es grande ante eventos como el fenómeno El Niño.

BIBLIOGRAFÍA

1.- PAULO EMILIO BRAVO

Diseño de Carreteras.. Edición 1976

2.- WALTER IBÁÑEZ

Costos y Tiempos en Obras Viales

3.- RAUL VALLE RODAS

Carreteras Calles y Aeropistas. Edición 1976

4.- JUÁREZ BADILLO – RICO RODRÍGUEZ

Mecánica de Suelos. Edición 1980

5.- RICO – DEL CASTILLO

La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Edición 1996

6.- ROBERTO MICHELE A

Mecánica de Suelos Aplicada. Edición 1991

7.- GERMÁN VIVAR ROMERO

Diseño y Construcción de Pavimentos. Edición 1991

8.- MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

Normas Peruanas para el Diseño de Carreteras. Edición 1983

9.-UNI – CISMID

Memorias del Encuentro: Los Desastres Naturales y los Planes de Desarrollo. Edición 1990

10.- CONSEJO TRANSITORIO DE ADMINISTRACIÓN REGIONAL
PIURA

Evaluación de los Daños Ocasionados por el Fenómeno El Niño. Edición 1998

11.- UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Apuntes del Curso Caminos I. Ing. Fuentes Llaguno. Edición 1996

12.- UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Trazado de Carreteras. F. W. Cron

13.- ARMCO INTERNATIONAL DIVISION

Manual de Productos de Acero para Drenaje y Construcción Vial. Edición 1981

14.- CATERPILLAR TRACTOR

Guía para Equipos y Rendimiento Caterpillar. Edición 1970