

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



**“CONSTRUCCION DE PLACAS ANCLADAS PARA
ESTABILIZACION DE TALUDES EN LA CARRETERA
HUANUCO - TINGO MARIA TRAMO II”.**

TITULACION POR EXAMEN PROFESIONAL.

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL.**

MIGUEL ANGEL QUISPE BALDEON

LIMA - PERU

2001.

DEDICATORIA:

Dedico este trabajo a mis padres por el amor infinito y enorme paciencia que me brindaron en todo el camino difícil que significó llegar a este objetivo, a mis hermanos: Néstor, Empy y Charo a quienes quiero y respeto mucho, sobre todo y de manera especial a mi pequeña hija Carmelita, que siempre a estado en mi mente y corazón.

AGRADECIMIENTO:

Mi primer agradecimiento a Dios por iluminar siempre mi camino. De manera muy especial mi agradecimiento al Ingeniero José Meléndez Ganoza, a quien admiro mucho por su gran personalidad y profesionalismo que demuestra en todo momento y por colaborar enormemente en la realización de este trabajo. Quiero expresar también mi agradecimiento al ingeniero Marco Flores Aguilar y Jorge Beltrán Molina que también colaboraron enormemente en la culminación de este trabajo.

INDICE

INTRODUCCION.	9
<u>CAPITULO I: OBJETIVO DEL TRABAJO.</u>	10
I.1 OBJETIVO.	10
<u>CAPITULO II: GENERALIDADES DEL PROYECTO.</u>	12
II.1 UBICACION Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.	12
II.2 ANTECEDENTES DEL TRAMO DE REHABILITACION Y MEJORAMIENTO.	13
II.3 CARACTERISTICAS DE DISEÑO DE VIA.	14
II.4 DESCRIPCION GEOMORFOLOGICA DE LA ZONA DEL PROYECTO.	14
<u>CAPITULO III: DESLIZAMIENTOS DE TALUDES Y METODOS DE ESTABILIZACION.</u>	21
III.1 CAUSAS QUE ORIGINAN DESLIZAMIENTOS DE TALUDES.	21
III.1.A Causas Geomorfológicas de los Suelos y las Rocas.	22
III.1.B Deslizamientos Debido al Aumento de Solicitaciones.	23
III.1.C Deslizamientos Debido a la Disminución de las Características Mecánicas del Macizo.	24
III. 1.D Deslizamientos Debido a Perturbaciones Sísmicas.	25
III.2 DESLIZAMIENTOS REALES EN TALUDES NATURALES Y ARTIFICIALES.	25
III.2.A Desprendimiento de Rocas.	25
III.2.B Deslizamientos por Fallas al Esfuerzos Cortantes.	26
III.2.C Fallas por Reptación.	29
III. 3 METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES.	30
III.3.A. Desagüe del Agua Subterránea.	30
III.3.B Inyecciones de Terrenos.	34
III.3.C Mejorando las Características Mecánicas del Suelo.	35
III.3.D Estructuras de Contención.	40
III.4 DESCRIPCION TECNICA DE LOS PROYECTOS DE ESTABILIZACION EN LAS ZONAS CRITICAS DEL PROYECTO (TRAMO II).	41
<u>CAPITULO IV: TIPOS DE ANCLAJES TENSADOS Y APLICACIONES.</u>	47
IV.1 ELEMENTOS DE REFUERZOS.	47
IV.2 ANCLAJES.	47
IV.3 TIPOS DE ANCLAJES.	48
IV.4 APLICACIONES DE ELEMENTOS DE REFUERZOS.	57
IV.5 PARTES PRINCIPALES DEL ANCLAJE.	60
<u>CAPITULO V: DISEÑO DE PANTALLA ANCLADA.</u>	62
V .1 PARAMETROS GEOTECNICOS NECESARIOS.	62
V .2 ANGULO DE ANCLAJE.	64

V.3	CARGA DE DISEÑO (Td).	65
V.3.A	Aspecto Generales.	65
V.3.B	Determinación de la Carga de Diseño.	65
V.4	ANALISIS DE ESTABILIDAD.	70
V.4.A.	Resultado y evaluación del Análisis de Estabilidad.	71
V.5	CABLES DE ACERO	74
V.5.A	Propiedades Química del Acero.	74
V.5.B	Propiedades Físico - Mecánicas del Acero.	74
V.5.C	Determinación del Cable de Acero.	76
V.6	PROFUNDIDAD DEL ANCLAJE.	79
V.6.A.	Longitud Libre.	79
V.6.B.	Longitud de Adhesión.	80
V.7	CABEZAL DE ANCLAJE.	84
	<u>CAPITULO VI: ETAPA EJECUTIVA DE LAS PANTALLAS ANCLADAS.</u>	86
VI.1	REVISION DE CONFORMIDAD DEL PROYECTO.	88
VI.1.A.	Conclusiones Geotécnicas de la Revisión de Conformidad del Proyecto.	90
VI.2	TRABAJOS PRELIMINARES.	105
VI.3	PERFORACION Y METODOS DE PERFORACION.	105
VI.4	TRATAMIENTO Y MONTAJE DE LOS CABLES.	111
VI.4.A	Tratamiento de los Anclajes.	111
VI.4.B	Ensamblaje de los Anclajes.	112
VI.4.C	Almacenamiento.	113
VI.5	INSTALACION DE LOS ANCLAJES EN LA PERFORACION.	113
VI.6	INYECCION	114
VI.6.A	Inyecciones en Roca.	114
VI.6.B	Inyección en Suelos.	114
VI.6.C	Post-Inyección.	115
VI.6.D	Ejecución de Inyección.	116
VI.7	PRUEBAS DE CONTROL DE CALIDAD.	118
VI.7.A	Verificación de Prensa Hidráulica Para el Tensado.	118
VI.7.B.	Ensayo de Tracción de los Cables de Acero Utilizados en los Anclajes.	120
VI.7.C.	Pruebas de Control de Calidad Para los Accesorios del Cabecial de los Anclajes.	120
VI.8	TENSADO DE LOS ANCLAJES Y PRUEBAS DE CALIFICACION, RECIBIMIENTO.	125
VI.8.A	Ensayos de Recibimiento.	125
VI.8.B	Ensayo de Calificación.	126
VI.9	SELLADO DEL ANCLAJE Y OBRAS ADICIONALES.	134

VI.9.A	Sellado del Anclaje.	134
VI.9.B	Relleno Estructural.	134
VI.9.C	Obras Adicionales.	134
<u>CAPITULO VII: ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA LA EJECUCION DE TRABAJO EN LAS PANTALLAS ANCLADAS.</u>		135
VII.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS.	135
VII.2	OBRAS DE DRENAJE SUPERFICIAL Y PROFUNDO.	137
VII.3	OBRAS DE PROTECCION.	145
VII.4	ESTRUCTURAS DE CONCRETO.	154
<u>CAPITULO VIII: COSTOS Y PRECIOS UNITARIOS.</u>		163
VIII.1	PRESUPUESTOS DE OBRA.	163
VIII.1.A	Presupuesto Total de Obra.	164
VIII.1.B	Presupuesto de Obra Proyectado y Real Ejecutado en la Estabilización de las Zonas Críticas con Pantallas Ancladas.	166
VIII.1.C	Presupuestos de Cada Pantalla Anclada.	167
VIII.1.D	Cálculo de Movilización y Desmovilización de Equipos Mecánicos.	176
VIII.1.E	Precios Unitarios de las Partidas.	177
<u>CAPITULO IX: PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS EN LA EJECUCION DE OBRA.</u>		190
IX.1	JUSTIFICACION TECNICA DE EJECUCION DE TRABAJOS ADICIONALES NO PREVISTOS EN EL DISEÑO ORIGINAL.	190
IX.1.A	Actividades Adicionales Desarrolladas en Trabajos de Perforación.	191
IX.1.B	Mayores Metrados en las Longitudes de Perforaciones Para los Anclajes.	194
IX.1.C	Actividades Adicionales Desarrolladas en Trabajos de Inyección.	196
IX.1.D	Tubos de Protección Para los Anclajes en la Zona de Relleno.	200
IX.2	ANCLAJE T- 84 ZONA CRITICA 14	201
IX.3	CRECIDAS DEL RIO CHICHAO.	203
IX.4	DESPLAZAMIENTO DEL MURO EN ZC-09.	204
<u>CAPITULO X: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</u>		205
X.1	CONCLUSIONES.	205
ANEXO FOTOS		214
BIBLIOGRAFIA		236

RELACION DE CUADROS.

N°	DESCRIPCION	Pag.
01	Características de diseño de vía del proyecto.	14
02	Semillas típicas para estabilización de taludes por el método de forestación.	38
03	Parámetros geomecánicos en el análisis de estabilidad de talud para la zona crítica N° 14 - Panel E.	63
04	Resumen de análisis de estabilidad realizadas en el proyecto de las zonas críticas diseñadas con pantalla ancladas.	71
05	Relación de estudio de estabilidad de taludes en las zonas críticas.	73
06	Capacidad de anclaje específico de suelos y rocas.	81
07	Longitudes totales de anclajes por nivel de la zona crítica N°14 - Panel E.	84
08	Dimensiones de cuñas para anclajes.	85
09	Clasificación modificada de rocas (BROWEN 1981).	89
10	Cuadro resumen de las longitudes de anclajes pantalla anclada ZC N° 09.	92
11	Cuadro resumen de las longitudes de anclajes pantalla anclada ZC N° 10.	94
12	Cuadro resumen de las longitudes de anclajes pantalla anclada ZC N° 12.	95
13	Cuadro resumen de las longitudes de anclajes pantalla anclada ZC N° 13B.	97
14	Cuadro resumen de las longitudes de anclajes pantalla anclada ZC N° 13 CI.	97
15	Cuadro resumen de las longitudes de anclajes pantalla anclada ZC N° 13CII.	98
16	Cuadro resumen de las longitudes de anclajes pantalla anclada ZC N° 14.	100
17	Cuadro resumen de las longitudes de anclajes pantalla anclada ZC N° 15.	102
18	Cuadro resumen de las longitudes de anclajes pantalla anclada ZC N° 16.	104
19	Materiales empleados en las plataformas para los trabajos de perforación, inyección y tensado de los anclajes de las zonas críticas.	106
20	Cuadro del ensayo de verificación de la prensa hidráulica para el tensado.	120
21	Pruebas de control de calidad para los accesorios del cabezal de los anclajes.	121
22	Pruebas de tracción a los cables de anclajes.	123
23	Ensayo de recibimiento del anclaje T-10 zona crítica N°09 - Panel E.	130
24	Ensayo de calificación del anclaje T-21 zona crítica N°09 - Panel H.	132
25	Especificaciones técnicas de geotextil.	139
26	Especificaciones técnicas de tipos de concreto lanzado.	148
27	Especificaciones técnicas de agregados para concreto lanzado.	149
28	Especificaciones técnicas de sustancias dañinas para concreto estructural.	159
29	Especificaciones técnicas de agregados para concreto estructural.	159
30	Cuadro de consumo de lechada de cemento en las zonas críticas.	199

31	Cuadro resumen de las cantidades de cables anclados ejecutados en las ZC's del proyecto.	208
32	Cuadro resumen de las Inyecciones consumidas en las ZC's del proyecto.	209
33	Planilla modelo de registro de inyección de anclajes.	(Anexo 03) 259
34	Planilla modelo de registro de consumo diario de inyección.	(Anexo 03) 260
35	Planilla modelo de registro del tensionamiento de los anclajes.	(Anexo 03) 261

RELACION DE LAMINAS.

N°	DESCRIPCION	Pag.
01	Ubicación del proyecto.	19
02	Plano del desarrollo de la carretera Huanuco-Tingo María.	20
03	Elementos de refuerzo para los anclajes.	53
04	Programación de trabajos para la construcción de las pantallas ancladas en cada zona crítica.	87
05	Elementos cortantes usados en métodos de perforación.	109
06	Ensayo de recibimiento del anclaje T-10 ZC09.	131
07	Ensayo de calificación del anclaje T-21 ZC09.	133
08	Registro de sondeo de investigación de la ZC N° 14 - Panel E.	(Anexo 02) 247
09	Perfil geológico del sondeo de investigación ZC N° 14 - Panel E.	(Anexo 02) 248
10	Modelo geomecánico para el diseño de la pantalla anclada N° 14	(Anexo 02) 249
11	Posición de diseño caso I del diseño ilustrativo ZC N° 14 - Panel E.	(Anexo 02) 250
12	Posición de diseño caso II del diseño ilustrativo ZC N° 14 - Panel E.	(Anexo 02) 251
13	Posición de diseño caso III del diseño ilustrativo ZC N° 14 - Panel E.	(Anexo 02) 252
14	Posición de diseño caso IV del diseño ilustrativo ZC N° 14 - Panel E.	(Anexo 02) 253
15	Salida de computo de resultados análisis de estabilidad del caso I.	(Anexo02) 254
16	Salida de computo de resultados análisis de estabilidad del caso II.	(Anexo 02) 255
17	Salida de computo de resultados análisis de estabilidad del caso III.	(Anexo 02) 256
18	Salida de computo de resultados análisis de estabilidad del caso IV.	(Anexo 02) 257

RELACION DE ANEXOS.

N°	DESCRIPCIÓN	
01	Certificado de Aceros ALTO CARBONO S.A. de C.V. QUERETARO - MÉXICO.	237
02	Datos geomecánicos para el diseño de la pantalla anclada en la ZC N° 14. - Panel E.	246
03	Modelos de registros de control campo.	258

04	Informe de análisis de la revisión de diseño de la placa anclada ZC09.	289
05	Informe de análisis de la revisión de diseño de la placa anclada ZC10.	304
06	Informe de análisis de la revisión de diseño de la placa anclada ZC 12.	324
07	Informe de análisis de la revisión de diseño de la placa anclada ZC 14.	337
08	Informe de análisis de la revisión de diseño de la placa anclada ZC 15.	367
09	Informe de análisis de la revisión de diseño de la placa anclada ZC 16.	382

RELACION DE PLANOS.

N°	DESCRIPCIÓN	
RP01	Planos de diseño de la pantalla anclada ZC N° 09.	391
RP02	Planos de diseño de la pantalla anclada ZC N°10.	400
RP03	Planos de diseño de la pantalla anclada ZC N° 12.	403
RP04	Planos de diseño de la pantalla anclada ZC N° 13B.	407
RP05	Planos de diseño de la pantalla anclada ZC N° 13CI.	412
RP06	Planos de diseño de la pantalla anclada ZC N° 13CII.	416
RP07	Planos de diseño de la pantalla anclada ZC N° 14.	421
RP08	Planos de diseño de la pantalla anclada ZC N° 15.	429
RP09	Planos de diseño de la pantalla anclada ZC N° 16.	434
RP10	Planos de detalle de guardavías.	440

INTRODUCCION

Muchas veces en el diseño o construcción del trazo para ejes de carreteras en nuestro País, esta pasa por taludes potencialmente inestables o taludes con deslizamientos continuos, entonces el Ingeniero Civil tiene que afrontar este problema.

Una alternativa para solucionar este problema sería optar por una variante en el trazo del eje de vía para evitar dicha zona inestable, donde se tendría que evaluar el costo final de la variante que será determinante para decidir si dicha alternativa es factible.

En realidad estos tipos de deslizamientos se realizan por lo general lentamente, motivo por el cual es muy difícil de observarlos, escapando así de las consideraciones de diseño, presentándose estos deslizamientos en el transcurso del tiempo llegando a involucrar a la obra posteriormente. En obras de mejoramiento y rehabilitación de las carreteras se presentan notoriamente este caso, es decir taludes inestables que han colapsado la plataforma de la carretera, en estos casos ya es muy difícil optar por una variante para evitar dicho deslizamiento por el alto costo que esta representa, además que se obligaría a un trazo con cambios de curvas muy bruscos en el eje de la vía.

En la obra "Mejoramiento Rehabilitación de la Carretera Huánuco – Tingo María" se presentaron estos deslizamientos, las que se estabilizaron con muros de contención y pantallas ancladas en las zonas potencialmente inestables.

Esta obra fue ejecutada por las empresas contratistas G Y M - COSAPI, quien a su vez sub-contrataron a la contratista GEOTECNICA S.A. para realizar las obras de estabilización de los taludes críticos, esta es una compañía con un reconocimiento en nuestro medio en obras de pantallas ancladas, remarcando que este tipo de obras es novedoso en la aplicación a trazo de carreteras, debido a que su procedimiento constructivo es diferente a las pantallas ancladas clásicas.

CAPITULO I

OBJETIVO DEL TRABAJO.

I.1 OBJETIVO.

En la construcción de carreteras en nuestro País, generalmente se presenta el caso que el eje de trazo pasa por taludes inestables, cuando estos taludes son potencialmente inestables o son taludes que se deslizan continuamente, la construcción de la obra en dichas zonas se hace desfavorable.

En estas zonas que ahora en adelante denominaremos ZONAS CRITICAS se requiere un tratamiento especial de estabilización de taludes. La información disponible sobre la alternativa de estabilización de taludes con pantallas ancladas aplicados a obras de carreteras es insuficiente, mientras la tendencia actual de construir pantallas ancladas en dichas obras en busca de solución al problema va en auge, por la cual el objetivo de este trabajo es alcanzar a los interesados en este tema la experiencia adquirida en la obra "Mejoramiento Rehabilitación de la Carretera Huánuco – Tingo María Tramo II" para estabilizar los taludes potencialmente inestables que se presentaron en la obra mencionada.

Este trabajo tiene información práctica, por lo que será útil a los afines de la especialidad que en el desarrollo de su carrera se encuentren con casos similares, mostrándoles los problemas de construcción que se presentan, lo cual conduce a la simplificación del diseño y por consiguiente a la reducción de costos.

El objetivo del presente trabajo se extiende a alcanzar los criterios que se toman desde el análisis de diseño Geotécnico, hasta la construcción misma de las pantallas ancladas para estabilización de taludes aplicados a obras de carreteras.

CAPITULO II

GENERALIDADES DEL PROYECTO

II.1 UBICACION Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

La Carretera Huánuco – Tingo María, forma parte de la Ruta Nacional 016 de Penetración de las serranías de los departamentos de Lima (provincia de Chancay y Cajatambo), Pasco (provincia de Daniel Alcides Carrión), Huánuco (provincia de Huánuco) y la selva del departamento de Ucayali (provincia Padre Abad y Pucallpa).

La Ruta Nacional 016 de Penetración, se inicia en Huacho, con el Km 0+000.00 y llega a Pucallpa con el Km 696+000.00, y de este punto se proyecta hasta la frontera con Brasil (Boquerón de la Esperanza), con una longitud de 131 Km por construir.

Geográficamente la carretera Huánuco – Tingo María se localiza entre las coordenadas de 09° 55' y 09° 18' de latitud Sur, 76° 14' y 76° 00' de longitud Oeste y entre las altitudes de 1859.00 m.s.n.m. (Huánuco) y 652.52 m.s.n.m. (Tingo María), ver lámina N° 01 página 19.

El proyecto se inicia en el Km 409+622.83, Puente Pavletich y se desarrolla en terreno de topografía muy accidentada, siguiendo el margen derecho del río Huallaga hasta el Km 430+321.00.

En el Puente Rancho Km 430+321.00 pasa a la margen izquierda y a la altura del Km 435+000.00 se aleja del río para desarrollarse en laderas accidentadas hasta llegar al túnel de Carpish Km 451+940.65, de 446 m. de longitud, que es la divisoria entre la zona andina y la zona de la selva.

A partir del túnel Carpish la carretera desciende por las laderas del Carpish de topografía muy accidentada, con densa cobertura vegetal, alta penetración pluvial y densas neblinas hasta llegar al Puente Chinchao Km 475+000.00, continuando por la margen derecha del río Chinchao hasta el Puente Chichavito, Km 501+609.00, donde se efectúa el cruce y se ubica en la margen izquierda del río Huallaga y a la altura del Puente Cayumba Km 505+020.00 cruza nuevamente hacia la margen derecha del río Huallaga, hasta llegar a Tingo María, Km 530+200.00, que es el punto final del proyecto.

La lámina N° 02 de la página 20, muestra la ubicación del Tramo I y II del Proyecto. El proyecto se encuentra en dos zonas, considerándose sus características en cuanto a topografía y clima:

- Zona andina, comprendida entre la ciudad de Huánuco y la Cordillera Oriental. En esta zona se desarrolla el sector Huánuco – Túnel Carpish. El clima es templado húmedo, las lluvias son periódicas de diciembre a abril de cada año. La temperatura en las noches de invierno y primavera desciende bruscamente debido a la escasa humedad del aire.
- Zona de selva alta de la vertiente oriental de los andes, en esta zona se desarrolla el sector Túnel Carpish – Tingo María. La topografía del terreno es muy accidentada, el clima es tropical permanentemente húmedo, la precipitación pluvial es muy alta.

El río Huallaga, área de influencia del proyecto forma un importante valle interandino entre Ambo (Huánuco) y Santa María del Valle, luego cruza el relieve del Carpish en la selva alta en el valle de Tingo María, este río es afluente del río Marañón.

II. 2 ANTECEDENTES DEL TRAMO DE REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO

El tramo de la carretera Huánuco – Tingo María fue realizado en los años 1945 aproximadamente, habiéndose participado la División de Ingeniería del Ejército Peruano. Llegándose a tener una vía que correspondía a un sólo carril, motivo por el cual, en ese entonces, el tráfico se desarrollaba en un sólo sentido durante las 24 horas del día.

Dicho tramo fue mejorado en sus características de diseño y pavimentada entre los años 1967 y 1970, alcanzándose su clasificación de carretera de segunda categoría. Dicha obra permitió mejorar la pendiente del trazo en ese sector y reducir la longitud de vía entre Huánuco – Tingo María.

II.3 CARACTERISTICAS DE DISEÑO DE VIA.

Las características principales del diseño de esta carretera son presentadas en el siguiente cuadro:

CUADRO N°01

Característica	Tramo I	Tramo II
Velocidad directriz.	50 Km/h.	50 Km/h.
Radio mínimo.	30 m.	30 m.
Radio máximo.	2400 m.	2800 m.
Pendiente mínima.	2 %.	2%.
Pendiente máxima.	6 %.	6 %.
Ancho mínima de calzado.	6.60 m.	6.60 m.
Ancho máxima de calzado.	9.00 m.	9.00 m.
Ancho mínima de berma.	0.75 m.	0.75 m.
Ancho máxima de berma.	1.20 m.	1.20 m.
Bombeo.	2 %.	2 %.
Derecho de vía promedio.	15.0 m.	15.0 m.

II. 4 DESCRIPCION GEOMORFOLOGICA DE LA ZONA DEL PROYECTO.

En la carretera Huánuco – Tingo María se presentaron las siguientes Especificaciones Geomorfológicas:

a) Terrazas del Huallaga.

Huánuco (Km 409+622.00) a Puente Rancho (Km 430+321.00).

El tramo se desarrolla sobre la terraza de la margen derecha del río Huallaga. El material interesado con el trazo de la carretera, está constituido por depósitos aluvionales de granulometría heterogénea como la grava, arena y limo.

En tramos localizados se encuentra depósitos proluviales provenientes de las laderas adyacentes, así como también cortos trechos de afloramientos de esquistos metamórficos.

En la zona el talud promedio es de H:V 1:3 con una altura que llega a los 20 – 30 metros. Los agentes desestabilizadores de los taludes son la fuerza de gravedad y la circulación del agua de escorrentía provenientes de las lluvias, que en las zonas donde el material le permite origina las cárcavas a lo largo del talud con el arrastre de material sólido hacia la plataforma de la carretera que obliga a efectuar trabajos mayores de mantenimiento de la vía en las épocas de lluvia.

b) Vertiente de la Cordillera del Carpish.

Puente Rancho (Km 430+321.00) a Zona Crítica N°6 (Km 458+300.00).

Este tramo se caracteriza por presentar una geomorfología definida por la presencia de pequeñas cuencas, crestas, lomadas y quebradas que drenan hacia el colector principal.

El material existente está constituido por la alteración de la roca que forma una cobertura cuya potencia varía de un metro hasta algunas decenas de metros y afloramientos de rocas metamórficas y esquistos en estado fresco.

Las características de la cobertura varían con la profundidad en las proximidades de la superficie, el material mineral se halla íntimamente mezclado con el material orgánico que forma el suelo y cuya potencia llega hasta 1.50 m. luego a medida que se profundiza se distingue el material rocoso meteorizado y a menor

profundidad se pasa a la roca fracturada sin alterar; los límites entre capas pueden ser bruscos o graduados.

En general, la cobertura detrítica puede ser clasificada como un suelo limo-arcilloso-gravoso, originado por la alteración de las rocas metamórficas existentes.

Cabe destacar, que en estas zonas y donde la topografía lo permite se desarrolla una agricultura cuyo riego tiene una gran influencia en la estabilidad de los taludes. Las rocas metamórficas se presentan en algunos tramos fresca con una foliación bien definida. Con relación a la presencia del agua, cabe indicar que las rocas metamórficas son impermeables, por lo tanto, no es posible que exista circulación de agua en profundidad. La circulación superficial es a lo largo de los taludes. La cobertura detrítica en muchos casos se presenta, con una humedad que altera las propiedades geotécnicas de los materiales.

En ningún caso se ha observado la presencia de agua en el material detrítico o en correspondencia del contacto detrítico-roca.

Para la construcción de la carretera, ha sido necesaria efectuar cortes que han determinado taludes artificiales los mismos que han alterado el equilibrio natural de los taludes.

El tipo de material asociado con el efecto de la filtración del agua de lluvia que es frecuente en la zona y la acción de la gravedad constituyen los agentes desestabilizadores de los taludes, creando los movimientos de masas cuyos tipos más comunes en los taludes de la vía son:

- Falla por deslizamiento superficial.
- Falla por movimiento de la masa del talud que a su vez puede ser deslizamientos por rotación o fallas de traslación.
- Flujos.

c) Vertiente del Chinchao.Zona Crítica N°06 (Km 458+300.00) a Zona Crítica N°11 (Km 485+040.00).

Esta zona tiene las mismas características geomorfológicas que la anterior, diferenciándose por presentar mayor pendiente hacia el curso del río Chinchao (colector principal de la zona) y por la mayor potencia que se observa de la cobertura detrítica.

Las rocas que afloran son metamórficas y presentan una esquistosidad muy visible, las que se encuentran falladas.

d) Cañón del Río Chinchao.Zona Crítica N°11 (Km 458+040.00) a Puente Chinchavito (KM 501+609.00).

Este tramo se desarrolla sobre el margen derecho del río Chinchao siguiendo las inflexiones del afloramiento rocoso que está en contacto con el cauce del río y con desnivel de 5 a 15 m., entre la plataforma de la carretera y el cauce actual del río.

La roca metamórfica que aflora en el nivel superior está erosionada por donde drenan las aguas de la parte alta y que en las épocas de lluvia constituyen vías para la avalancha de materiales que interrumpen el tránsito y deterioran las vías.

En el nivel inferior del río, los afloramientos de rocas cercanas son frecuentes con estratos de 50 cm. de potencia y dirección perpendicular a la vía con buzamiento de 30 – 50 ° Nor-Este.

En forma general se indica que la acción erosiva y transporte del río Chinchao son las causas para la desestabilización de los taludes. El río Chinchao es un afluente de la margen izquierda del río Huallaga y drena las aguas de la Cordillera del Carpish. El perfil longitudinal corresponde a un río en estado juvenil, por lo que su régimen es torrentoso y turbulento que erosiona el cauce y márgenes, por donde discurre.

El ancho del valle en el nivel del cauce es de 20 a 30 m., aproximadamente y está definido por el afloramiento que en la mayoría de los casos constituyen la base de la carretera.

Con las variaciones del caudal de agua que circula por las laderas, se origina la erosión de la margen derecha que en algunos tramos ha deteriorado la cuneta y plataforma de la carretera, reduciendo su ancho.

e) Playas de Sedimentación del Huallaga.

Puente Chinchavito (Km 501+609.00) a Tingo María (Km 530+210.00).

La carretera se desarrolla sobre el margen derecho del río Huallaga interactuando con las playas de sedimentación del río Huallaga.

Las aguas del río discurren sobre un cauce que se encuentra a unos 100 a 200 m. en el sector próximo a Tingo María, reduciéndose esta distancia sólo a 20 m. en la proximidad de la confluencia con el Chinchao.

La pendiente es casi uniforme y corresponde a un río casi maduro que no presenta turbulencias y cambios en su cauce y poco arrastre de sedimentos. El material que forma la playa se encuentra constituido por bolonerías, gravas y arenas, ligeramente consolidadas.

Las últimas crecidas del río en las épocas lluviosas, en algunos tramos, han originado la socavación del material de cimentación que ha traído consigo el colapso de los muros de protección del talud de la carretera.

PROYECTO : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA
TRAMO : HUANUCO - TINGO MARIA
ACTIVIDAD : SUPERVISION DE OBRAS
FIRMA CONSULTORA : S & Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

PLANO DE UBICACION



CAPITULO III

DESPLAZAMIENTOS DE TALUDES Y METODOS DE ESTABILIZACION.

Todas las pendientes tienen la tendencia a moverse unas más rápidas que otras. Estos movimientos se presentan cuando la resistencia de la pendiente es superada por los esfuerzos que operan dentro de ella y pueden oscilar entre los desplazamientos pequeños lentos asociados con el arrastre, hasta los desplazamientos rápidos de grandes magnitudes catastróficas.

A menudo, un talud estable durante algún tiempo termina por desmoronarse, sin que aparentemente haya nada que comprometa su estabilidad, esta rotura puede producirse en meses, años o décadas. A causa que la estabilidad de las pendientes es dependiente del tiempo, es necesario entonces considerar su estabilidad a largo y corto plazo, donde el primero se relaciona con la vida útil de la obra y el segundo para la duración del contrato.

Las estructuras geomorfológicas de los suelos y rocas que conforman un talud, la influencia de la presencia de aguas subterráneas tanto en la degradación de las propiedades mecánicas del terreno como también en el incremento de esfuerzos, la magnitud de esfuerzos in-situ, el aumento de sollicitaciones y movimientos sísmicos son factores que influyen en la estabilidad de una pendiente.

III.1 CAUSAS QUE ORIGINAN DESPLAZAMIENTOS DE TALUDES

Es sumamente importante investigar y comprender las causas que originan los deslizamientos de taludes, ya que este estudio nos ayuda a elegir el método de estabilización a utilizar logrando de esta manera alcanzar resultados satisfactorios

Los deslizamientos de taludes la podemos clasificar en dos grandes categorías:

- Deslizamientos por efectos de la mano del hombre, como por ejemplo al aumentar las solicitaciones, o cuando se realizan excavaciones que alteran la estabilidad de la pendiente, provocando de esta manera la falla de la pendiente con deslizamientos en bloque a velocidades muy rápidas generando superficies de rotura bien caracterizadas y visibles.
- Deslizamientos por efectos de la erosión que afectan las propiedades mecánicas del macizo. Los deslizamientos a causa de este efecto son lentos y no visibles.

Ambos casos son límites, en realidad ambos se presentan en forma simultánea, según como se presente el aumento de solicitaciones y la disminución de la resistencia del terreno.

III.1.A Causas Geomorfológicas de los Suelos y las Rocas.

La Geomorfología de los suelos y las rocas que conforman una pendiente, es un soporte importante que nos ayuda a comprender las causas del problema de inestabilidad del talud.

Las superficies como los planos de estratificación, las esquistocidades, las del crucero, las fallas, juntas y fisuras, tienen influencia sobre la estabilidad de las pendientes. Además la resistencia de las juntas y otras superficies geológicas generalmente es menor que la roca intacta en la que están confinadas, y estos a menudo resultan ser las componentes más débil de la geología de las pendientes.

Las arcillas glaciares en general constituyen macizos prácticamente homogéneos, los cuales son altamente sensibles, basta con moverlas para que se comporten como líquido, en estos casos las vibraciones sísmicas son muy peligrosas, esa sensibilidad es debido a que son pocas resistentes al esfuerzo cortante, los deslizamientos de arcillas pueden generar derrumbes catastróficos debido a la velocidad de deslizamiento que alcanzan en sólo pocos minutos.

En macizos arcillosos homogéneos el deslizamiento del talud se puede idealizar con

una superficie de rotura de círculo, produciéndose la rotura simultáneamente en todos los puntos de dicha superficie desplazándose en bloque sin producirse deformaciones. Es imposible predecir el principio y el final de tal superficie de rotura mucho menos ubicarlas en el terreno, lo mucho que podemos hacer es analizar varios círculos de falla mediante modelos matemáticos y escoger la más desfavorable.

Pero en realidad en un macizo homogéneo la rotura no se produce en bloque, si no que empieza en un punto bajo cercano a la base de la pendiente propagándose hacia la parte superior del talud, por lo que concluimos que el macizo rocoso se deforma progresivamente, tal análisis permite idealizar que la directriz de la superficie de rotura es un cicloide.

En arcillas corrientes una pequeña filtración de agua es muy peligrosa por que puede afectar debido a la sobrecarga de presión o a la erosión de los materiales no cementados fuertemente. Estas arcillas alcanzan su máxima retracción en verano provocando fisuras superficiales y que pueden ser profundas, estas fisuras se llenan de aguas en periodos de lluvias, hinchándose el material arcilloso y perdiendo así su resistencia mecánica a esto se suma la presión hidrostática.

Un macizo que contenga un estrato esquistoso compuesto de granos que van desde arenas hasta enormes bloques es muy peligroso en la estabilidad de una pendiente por la carencia de cohesión.

La estructura geológica de un macizo nos ayudará a comprender si los agentes del intemperismo ayudan en la desestabilización de la pendiente.

III.1.B Deslizamientos Debido al Aumento de Solicitaciones.

Un aumento de sollicitaciones manteniéndose constante las características mecánicas del macizo, altera la estabilidad de la pendiente, este fenómeno es materia de estudio de la Mecánica de Suelos. Un aumento de sollicitaciones también presenta generalmente un deslizamiento en bloque alcanzando velocidades altas las cuales son visibles y fácil de observar, presentando una superficie de rotura bien caracterizada.

III.1.C Deslizamientos Debido a la Disminución de las Características Mecánicas del Macizo.

Una disminución de las características mecánicas del macizo sin variar las sollicitaciones, debido a un aspecto particular de la erosión influye grandemente en la inestabilidad del talud. Por otro lado un cambio de las características mecánicas de macizo produce un lento arrastre del mismo, lo cual es difícil de observar.

Un agente enemigo en la estabilidad de taludes es el agua, pues la presencia de agua en el macizo que circula en las diaclasas del mismo provoca una presión de corriente desfavorable, filtrándose en las fisuras de retracción logrando así reducir la resistencia mecánica del macizo.

El propio peso de una pendiente seca genera esfuerzos, estos esfuerzos se pueden modificar por la presencia y movimiento de agua subterránea, esta a su vez puede afectar la estabilidad de la pendiente de las siguientes maneras:

- Por el cambio del esfuerzo efectivo y de esta manera la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante.
- Por generación de fuerzas de infiltración del flujo de agua subterránea hacia la superficie de la pendiente, aumentando aquellas fuerzas que tienden a desestabilizar la pendiente.
- Al operar como un agente de intemperismo y erosión para generar la disolución en las rocas solubles, la hinchazón en la expansión de las arcillas y la erosión de las partículas finas de los depósitos cementados débilmente.

El movimiento de agua a través de una pendiente rocosa crea fuerzas de infiltración, la fuerza desequilibrada producida por la presión diferencial de la carga hidrostática que actúa en cada bloque, por tal motivo en algunos flujos de agua subterránea pueden ser suficientes para desalojar granos de minerales de materiales pobremente cementados como los limos, los cuales son deslavados del terreno, proceso al que se denomina erosión interna y cuando ocurre hace que las capas sobre yacientes colapsen y provoquen la ruptura de la pendiente.

III. 1.D Deslizamientos Debido a Perturbaciones Sísmicas.

La liberación de energía ocasionados por los movimientos sísmicas generan cargas dinámicas que viajan a través del terreno, estas cargas dinámicas disminuyen el volumen de vacíos del medio, lo cual conduce a un incremento de la presión del agua que se alojan en los poros y en las fracturas del terreno, de esta manera los esfuerzos cortantes aumentan y las fuerzas friccionales para resistirlas disminuyen.

Los factores que influyen en la inestabilidad de una pendiente durante un movimiento sísmico son:

- Magnitud de las aceleraciones sísmicas
- Su duración
- La resistencia dinámica de los materiales afectados.
- Las dimensiones de la pendiente.

III.2 DESLIZAMIENTOS REALES EN TALUDES NATURALES Y ARTIFICIALES.

Los movimientos de tierra son fenómenos geológicos comunes que forman parte del desgaste y alteración de las masas de tierra, tremendas cantidades de materiales fracturados o meteorizados están rodando constantemente por lo taludes y son arrastrados por corrientes de aguas superficiales que los depositan en otras partes, la fuerza propulsora de estos elementos es la gravedad, ayudada también por la presión del agua, fuerzas de expansión y contracción, movimientos sísmicos y la interferencia del hombre con la naturaleza. Casos de deslizamientos ocurridos en el transcurso de la ejecución del proyecto son mostrados en las fotos de las páginas 215, 216, 217.

III.2.A Desprendimientos de Rocas.

Los desprendimientos de rocas se originan cuando el macizo rocoso presenta muchas juntas irregulares, o cuando se realizan cortes en el terreno natural practicados comúnmente en la construcción de carreteras, donde es removido el material suelto, producto de los trabajos de voladuras, estos desprendimientos generan movimientos de fragmentos de rocas que se han separado o desprendido del macizo rocoso, cuyos movimientos se presentan como rodamientos, rotación o traslación a través de los

taludes empinados. Para prevenir estos movimientos de bloques se debe inspeccionar periódicamente las superficies de los taludes empinados, y eliminar todos los materiales sueltos que pueda existir en el talud para evitar que estos se deslicen por la pendiente del talud y arrastren grandes masas o bloques de rocas.

Deslizamientos por desprendimiento de rocas.

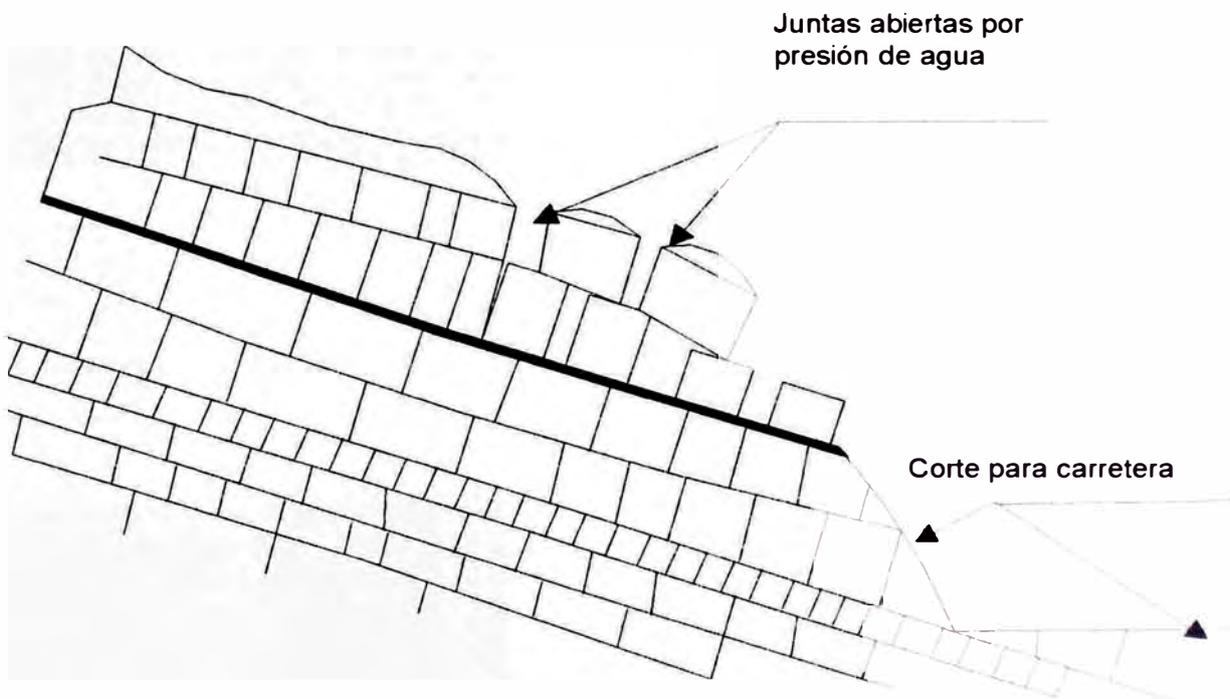


Figura (1)

III.2.B Deslizamientos por Fallas al Esfuerzos Cortantes.

Se producen comúnmente en suelos homogéneos, particularmente en arcillas que en presencia de un estrato débil puede provocar la ruptura al esfuerzo cortante sobre superficies geológicas a gran escala, produciéndose los deslizamientos a través de movimientos de traslación ó rotación.

Ocurren cuando múltiples superficies de debilitamiento distorsionan la zona de cortante, es típico que ocurra en suelos arcillosos con vetas o lentes de suelos no cohesivos, cuando la presión de agua crece, la resistencia disminuye algunas veces a valores tan bajos que ocurre la falla por esfuerzo cortante. La falla comienza por un movimiento horizontal, pero esto conduce a una falla cilíndrica alargada, que a menudo cruza las vetas de minerales no cohesivos.

Deslizamientos por falla al esfuerzo cortante

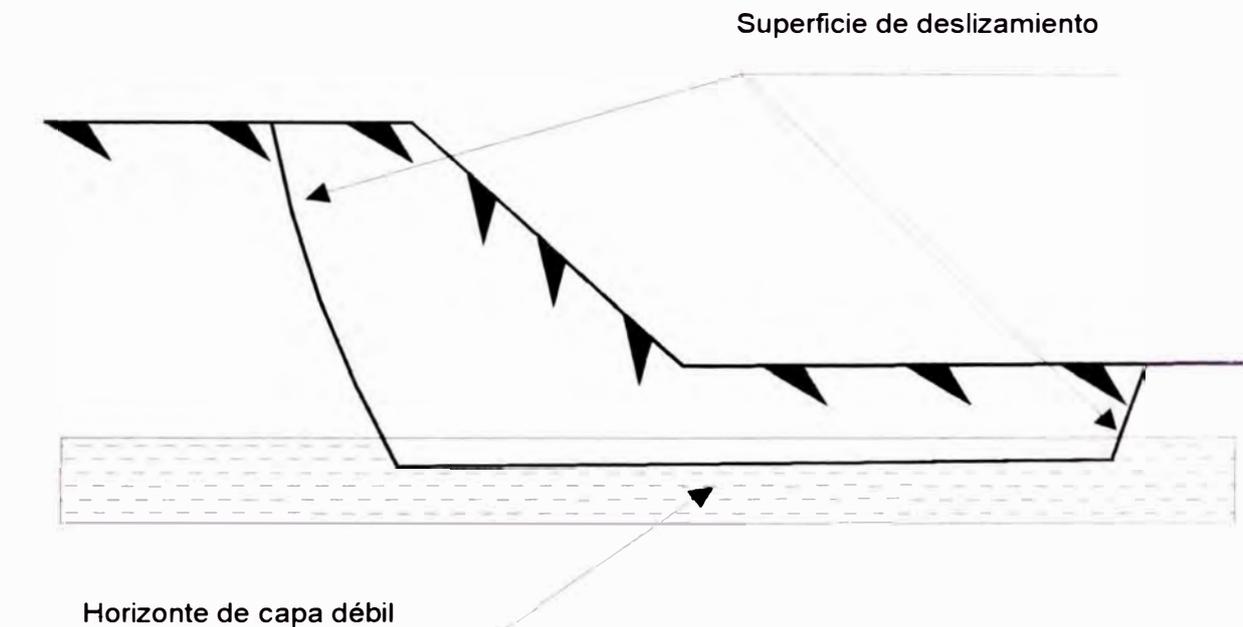


Figura (2)

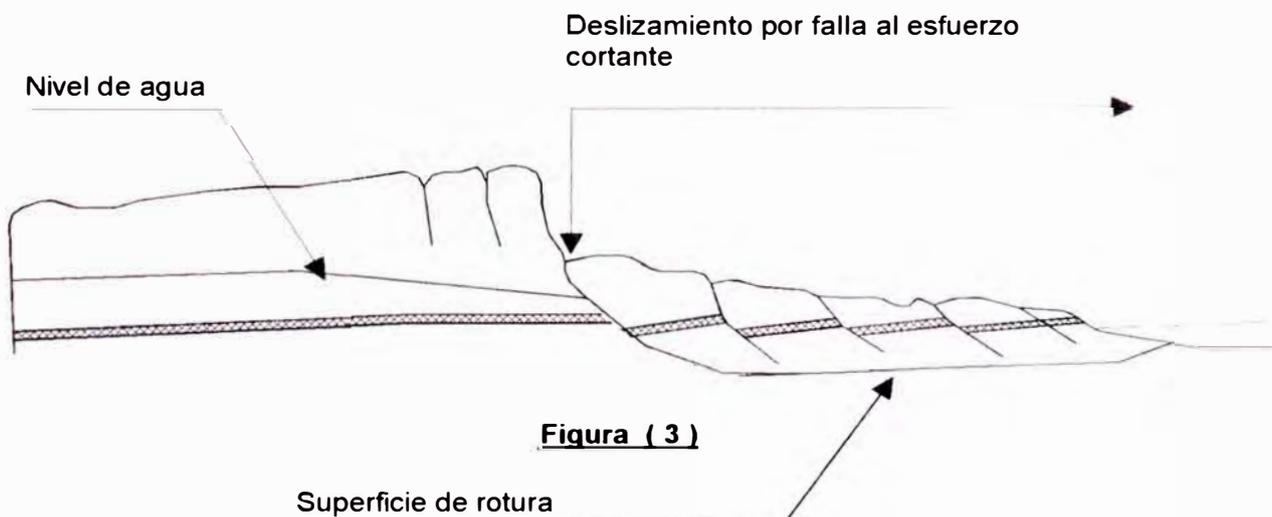
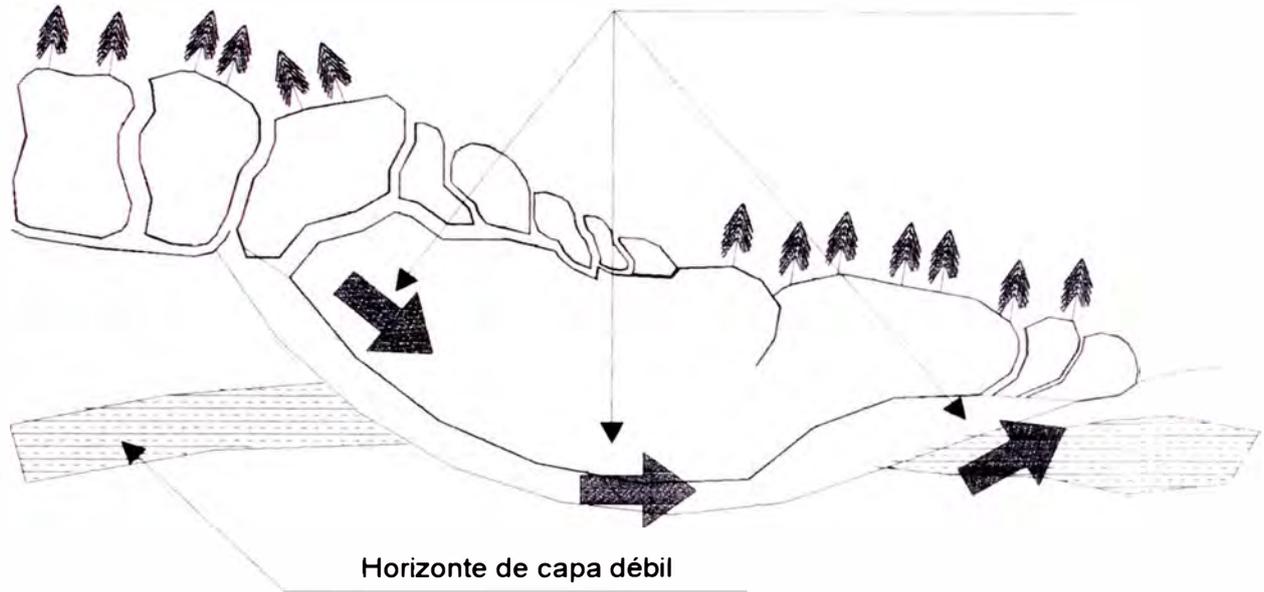


Figura (3)

Deslizamiento por falla al esfuerzo cortante



Horizonte de capa débil

Figura (4)

Los deslizamientos también pueden presentarse como una superposición de círculos deslizantes, resultando así un deslizamiento plano en conjunto, esto ocurre cuando el deslizamiento de un cuerpo de masa involucra a estratos superiores terminando en un deslizamiento en conjunto como si se tratara de un sólo bloque pero que en realidad son deslizamientos individuales.

Deslizamientos continuos

Superficie de deslizamientos continuos

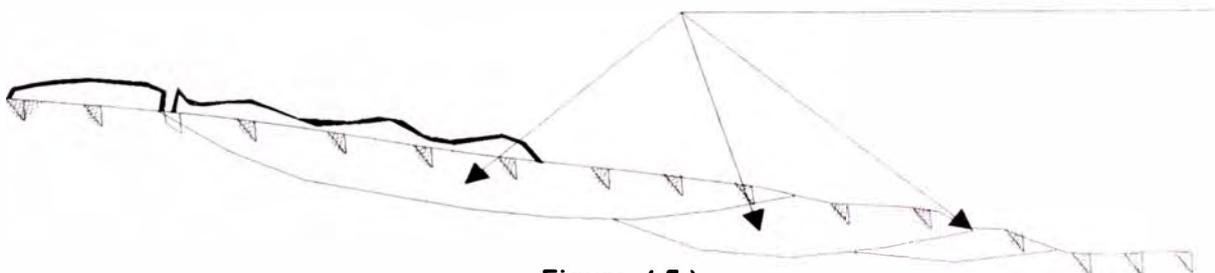


Figura (5)

III.2.C Fallas por Reptación.

La reptación es un movimiento lento casi continuo que recuerda la fluencia de los metales sometidos a esfuerzos o la fluencia del hormigón. Es un deslizamiento en un estado de cuasi-equilibrio, que se puede turbar fácilmente y convertirse en un corrimiento de tierras si se realizan algunos trabajos debido a la mano del hombre, tales como excavaciones profundas o terraplenes pesados.

La reptación no se puede detener, pero la velocidad del movimiento se puede reducir por métodos de drenaje, que ayudan a aumentar la resistencia del suelo y evitando las expansiones y retracciones, dichos drenajes deben tener juntas flexibles.

Para detectar un deslizamiento de esta naturaleza se debe colocar puntos de control, las que serán observadas periódicamente para verificar los desplazamientos de la masa del terreno, las que no se podrían observar con una simple inspección visual.

Reptación de suelos



Figura (6)

III. 3 METODOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES.

El tratamiento del terreno para estabilizarlo es una lucha desigual entre el hombre y la naturaleza, no hay norma universal, precisa siempre adaptarse a la naturaleza del terreno, motivo por el cual muy a menudo es necesario combinar varios métodos elementales de tratamiento del terreno para conseguir resultados satisfactorios en la estabilización de taludes, pero esto sólo se puede realizar si se conoce con exactitud las causas de los deslizamientos.

Es importante tener una idea del volumen de tierra en movimiento, determinar claramente las características mecánicas del macizo, ver si la geología no nos depara una sorpresa, saber las cargas que actúan sobre ellas, investigar la existencia del agua, que nos ayude a elegir los métodos más favorables, para lograr así un tratamiento del terreno alcanzando considerables logros económicos en el diseño y construcción de las obras de ingeniería.

III.3.A. Desagüe del Agua Subterránea.

El desagüe es una opción común de diseño en la estabilidad de pendientes, debido a que el agua es un componente natural de un talud que puede ser controlada grandemente excluyéndola o extrayéndola del terreno a tratar, ya sea dentro o alrededor del mismo, el desagüe permite la extracción del agua con el fin de reducir el flujo de agua subterránea, reduciendo así la presión que genera está en el interior del suelo, el método de exclusión de agua subterránea es por medio de inyección de lechada de cemento, por congelación del terreno, por medio de aire comprimido, mientras que la extracción consiste en desalojar el agua del terreno mediante galería de drenaje, pozos de bombeo, drenes profundos, etc..

A continuación presentamos algunos métodos de desagüe de agua subterránea en suelos y en rocas:

- Pozos de bombeo, en casos particulares como en las excavaciones para la cimentación de una edificación, la presencia del nivel de agua con las sub-presiones, tubificación, y alivio de presiones, puede descomprimir el terreno o degradarlo por arrastres de finos convirtiéndolos en colapsables, poniendo en peligro las edificaciones

cercanas a la excavación, para estabilizar estos cortes sistemas de rebajamiento del nivel freático tienen muchas ventajas, los cuales consiste en construir un sistema de pozos y bombear a través de ellos para así rebajar la capa freática en la zona de trabajo por la interferencia de sus conos de depresión.

Estabilización temporal a través de pozos de bombeo

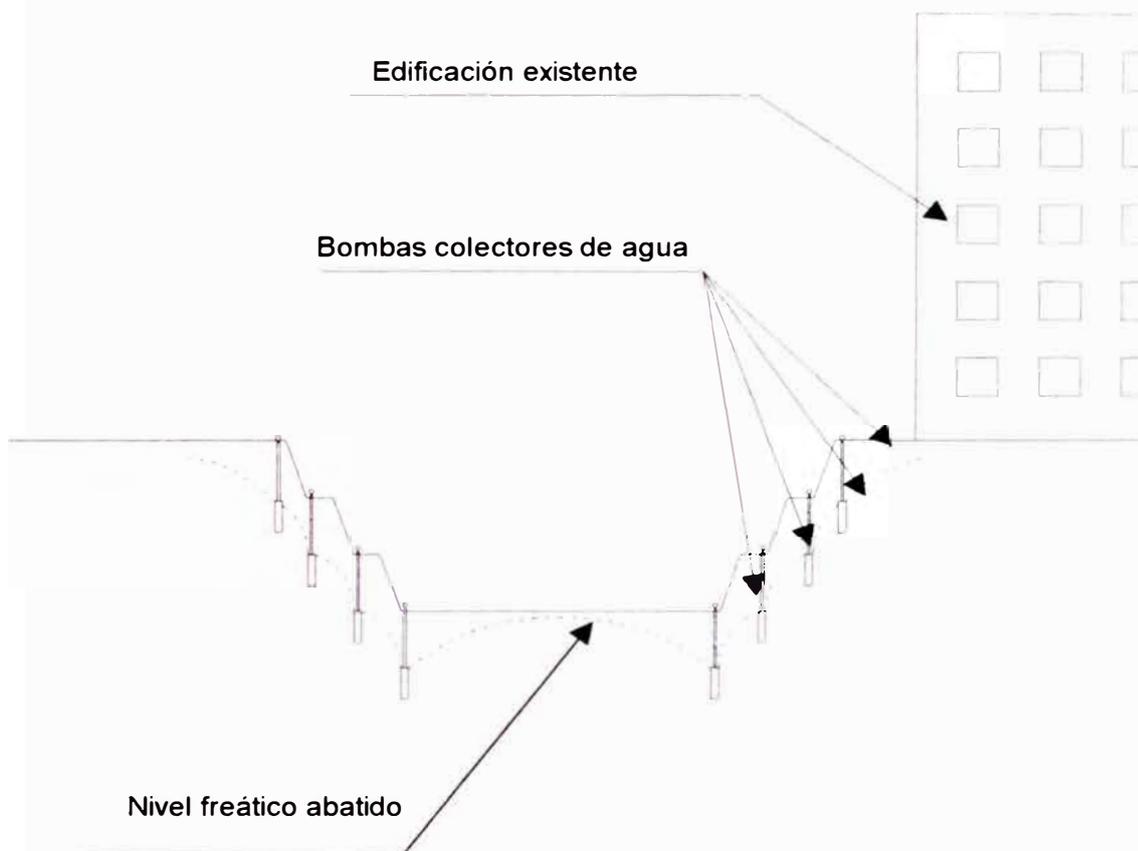


figura (7)

- Electroósmosis, es un fenómeno el cual consiste en que los sedimentos constituyentes del suelo, expulsan el agua que se encuentran en su poro cuando una corriente eléctrica es conducida a través de ellos. Algunas veces se utiliza como una técnica especial para reducir presiones del agua subterránea en sedimentos de grano fino de permeabilidad baja.

Una corriente eléctrica se pasa a través de barras metálicas clavadas en el terreno, lo que constituyen un sistema de ánodos y cátodos, estas barras no desempeñan ninguna función mecánica sólo son conductoras de electricidad. La eficiencia del método disminuye con el bajo contenido de humedad del sedimento, y un alto contenido de electrolito libre en el agua.

Este método debido a su complicación de uso y por su alto costo, no consigue difundirse, a pesar de ser muy antiguo, y sus aplicaciones se limitan en casi toda su totalidad a salvar situaciones de emergencias

Para esta aplicación es preciso disponer una potencia considerable de corriente continua, para lo cual hay que disponer de una batería de gran capacidad.

Estabilización por método de electroósmosis

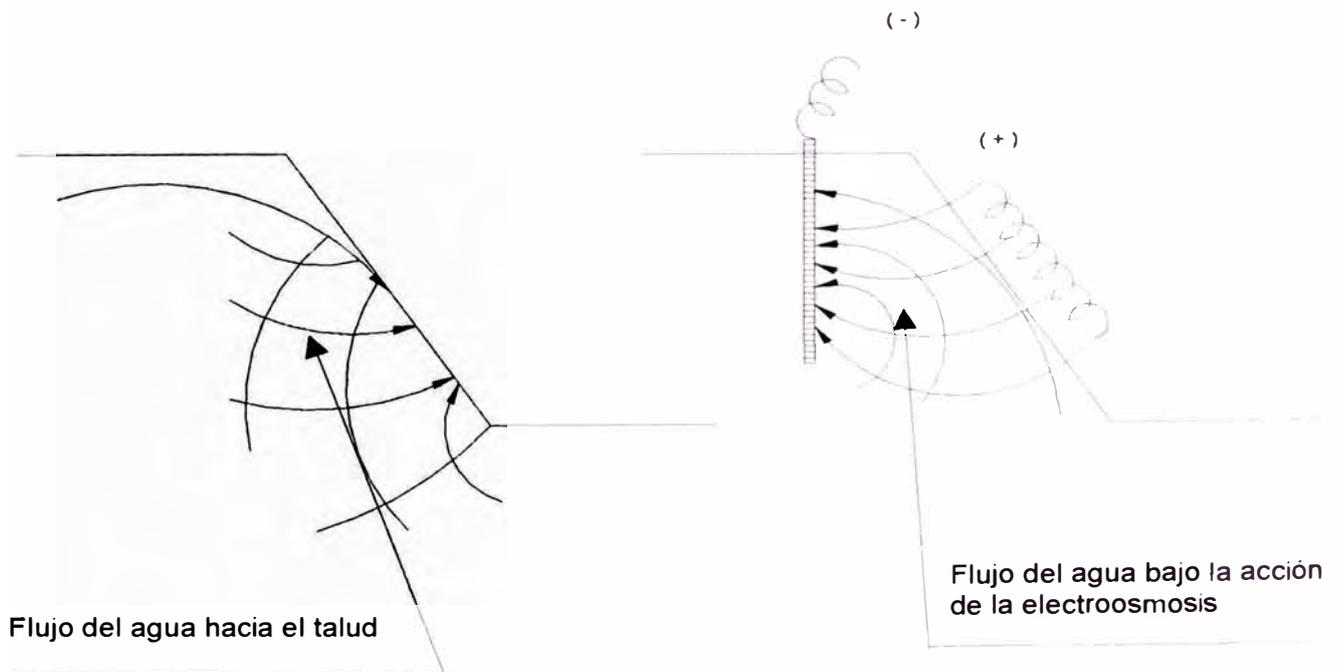


Figura (8)

- Drenes o perforaciones de desagües, los drenes verticales resultan ser una técnica muy eficaz con respecto a la electroósmosis. Están particularmente diseñados para drenar agua de terrenos constituido por horizontales permeables.

También se aplican con perforaciones horizontales, cuyas perforaciones son de diámetros normalmente comprendidos entre 70 a 100 mm. y equipados de tubos filtrantes perforados en toda su longitud y protegidos con membrana geotextil para evitar que con el arrastre de partículas finas estos huecos se obstruyan o colmaten.

El método de drenaje horizontal se realiza por la misma presión del flujo de agua sin utilizar equipo de bombeo.

Estabilización por método de drenes profundos

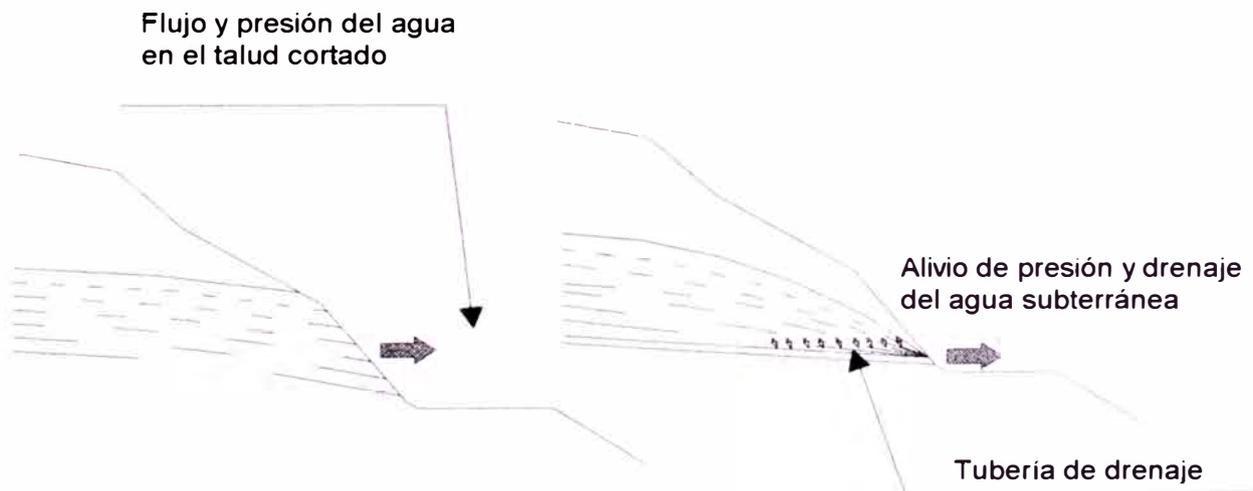


Figura (9)

- Galerías de drenaje, permite desaguar el agua subterránea, consiguiendo aliviar la presión de agua en los acuíferos existente y rebajar la superficie libre de la capa acuífera, por lo que los puntos de captación de las galerías deben ser idóneos.

Algunas veces se requiere para desaguar laderas de colinas hasta lograr estabilizar la superficie de la pendiente.

III.3.B Inyecciones de Terrenos.

El objetivo es suprimir las circulaciones de aguas que puedan favorecer el reblandamiento del terreno y su pérdida de resistencia. Consiste en una inyección de material con una consistencia líquida dentro de rocas fisuradas o suelos porosos, a través de huecos especialmente perforados, dicho material queda incluido en forma permanente dentro de las fisuras y poros, cuya finalidad de este tratamiento es de impermeabilizar los cuerpos sólidos porosos y permeables.

Este tratamiento es pasivo, como no se puede eliminar el agua, será mejor impedir que penetre y circule en el macizo, para ello se requiere de inyecciones para disminuir las fisuras evitando la filtración y escurrimiento del agua que pueda favorecer el reblandecimiento del terreno y su pérdida de resistencia.

La estructura y la mineralogía de las rocas y de los suelos imponen un límite sobre el mejoramiento en la estabilidad del terreno. Estos límites deben ser valorados utilizando pruebas especiales. Para ello se requiere pruebas de inyección, mediante las cuales podremos valorar el caudal y presión máximos de la lechada de inyección sin que los alrededores de la pared por donde se inyecte fallen.

Los requisitos de las mezclas de inyección varían de un trabajo a otro, pero, en general, deben ser de grano lo suficientemente fino para pasar por las aberturas muy pequeñas y grietas muy cerradas, debe ser además, lo suficientemente fluido para dejarse bombear, debe formarse una sustancia que al fraguar, tenga la resistencia mecánica adecuada, y por último, debe fraguar con un mínimo de contracción.

Las mezclas empleadas en las inyecciones pueden ser clasificadas en tres categorías.

- a) Suspensiones líquidas, constituidas por productos químicos, como por ejemplo, silicato de sosa, resinas sintéticas, o productos hidrocarbonatados puros. Este tipo de mezcla puede penetrar en todo los huecos por donde el agua discurra, recomendable en terrenos cuya permeabilidad no sea tan pequeña. Cuando se requiere inyectar en terrenos que contienen canales por los que fluye suavemente el agua, no es recomendable usar suspensiones inestables, que han demostrado no ser satisfactorias por que el agua deslava al cementante antes de que fragüe, en este caso son útiles las suspensiones líquidas, bajo la vigilancia cuidadosa de un experto, por que tales suspensiones, pueden ser perjudiciales si se usan incorrectamente.
- b) Suspensiones inestables, los morteros de cemento o piedra molida con agua son suspensiones inestables. Los granos de este mortero son mantenidos en suspensión solamente por agitación, si esta cesa, estos granos se sedimentan. Esta sedimentación de las partícula permite la inyección de las fisuras en los macizos rocosos, pero es el que impide la inyección de arena.
- c) Suspensiones estables, son obtenidas por ejemplo, diluyendo arcilla en el agua o una combinación cualquiera de arcilla - cemento y arena. Generalmente son utilizados con éxito las suspensiones de arcilla, ya que la finura de sus granos y la propiedad coloidal aseguran la estabilidad de estas mezclas.

La estabilidad de cada mezcla es relativa, pues se considera satisfactoria la mezcla si en el transcurso de la inyección no presenta ninguna sedimentación de los materiales que constituyen la mezcla.

III.3.C Mejorando las Características Mecánicas del Suelo.

- a) Congelamiento, es el método más costoso y poco usado sólo cuando las condiciones locales lo permitan y únicamente para arcillas deslizantes. Es una técnica que se adapta prácticamente a cualquier tamaño, forma o profundidad del terreno a estabilizar. Se logra mejorar la resistencia del terreno. A pesar de su costo, el

congelamiento se prefiere en el caso de que los métodos de inyección y desagüe no resulten satisfactorios.

La congelación puede conseguirse artificialmente por medio del bombeo de un refrigerante, generalmente cloruro de calcio ("salmuera"), pero en algunas ocasiones se emplea nitrógeno líquido a través de tubos que se han insertado en el terreno.

La congelación aumenta muy considerablemente la resistencia mecánica de los terrenos de arenas o arcillas.

Estabilización de taludes por método de congelación

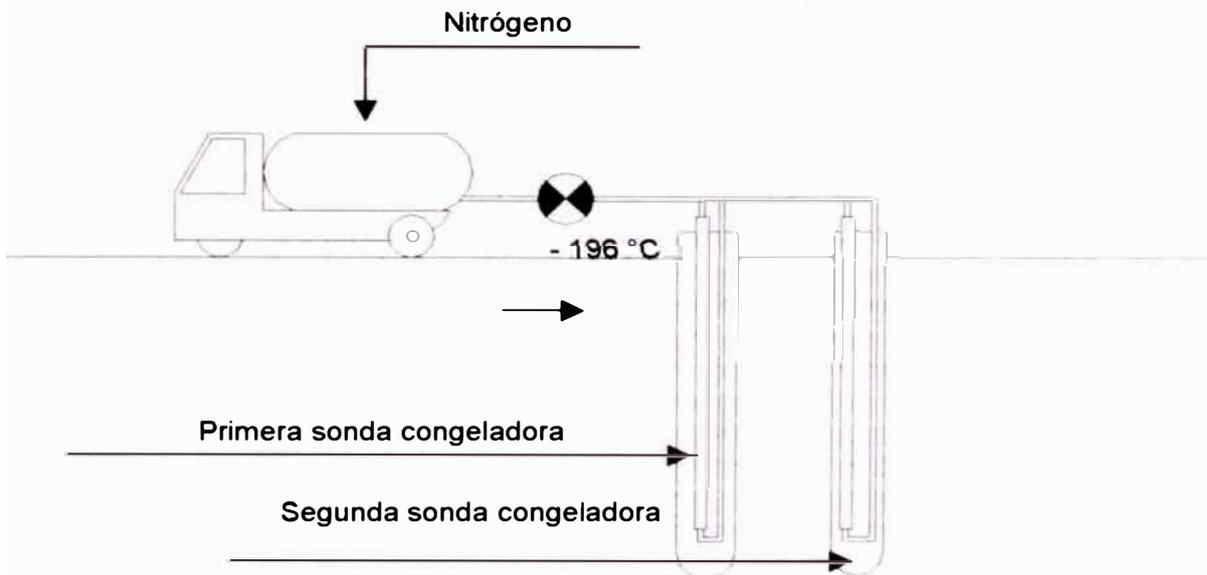


Figura (10)

- b) **Estabilización con Cobertura Vegetal**, es una alternativa que permite luchar en algunos casos en forma eficaz contra las aguas superficiales, con el criterio de las plantaciones de especies absorbentes se puede tener éxito.

Otros objetivos de la estabilización vegetal es de consolidar las pendientes y taludes contra la erosión y los corrimientos superficiales, a continuación detallamos logros alcanzados en la pendiente mediante cobertura vegetal:

- Proteger la superficie del suelo contra la desecación, contra la erosión por el viento, las precipitaciones y el hielo.

- Absorbe las tensiones mecánicas.
- Estabiliza el suelo por medio de las raíces.
- Favorece en las caídas de nieves reduciendo que estas corran por la pendiente evitando así erosiones.

La aplicación de técnicas vegetales estará limitada por las aptitudes naturales de las especies utilizadas, pues cada especie tiene sus propias exigencias de estación. El éxito de una estabilización vegetal dependerá pues de la elección de las especies y de una utilización acertada de aquellas.

El Ministerio de Agricultura del Perú, a través del Proyecto Nacional de Manejo de Cuencas Hidrográficas y Conservación de Suelos del Ministerio de Agricultura, y la Dirección de Desarrollo Forestal (DDF), llevan el programa Banco Nacional de Semillas Forestales (BNSF), cuyo fin es el de investigación, certificación y distribución de semillas forestales de alta calidad a nivel nacional, en el cuadro N° 02 de la página 38 se describe las típicas semillas para el fin de estabilización con método de forestación.

La estabilización de taludes por el método de vegetación se divide en: estabilización en superficie y estabilización en profundidad, que en la práctica se combina para alcanzar mejores resultados. La determinación de los métodos de estabilización vegetal adecuados, y de los materiales a utilizar exigen un conocimiento exacto de las condiciones locales, para reunir estos elementos de base, nos referiremos a la siguiente lista:

- Datos geológicos y petrográficos.
- Inclinação del terreno y textura del suelo.
- Peligro de erosión por agua.
- Cantidad e intensidad de las precipitaciones.
- Régimen de las aguas.
- Altura y exposición.
- Frecuencia de las heladas.

- Aptitud del suelo al crecimiento de las plantas (estructura, contenido en sustancias nutritivas).
- Características y origen de las plantas y semillas.
- Exigencias estacionales de las especies.

CUADRO N°02

Nombre Comercial	Nombre Común	Germin. %	Semillas/ Kg.	Precio S/ x Kg	Plantón	Precio Plantón S/
Ceibo Pentandra	Ceibo, Palo borracho	75-90	7,400	200.00	8"x12" 1/2-1.0 mt	5.00
Eucalyptus camaldulensis	Eucalipto rostrata	75-90	150,000	150.00	4"x7" 1/2-1.0 mt	1.20
Acacia horrida	Huaranguito	85-100	25,000	100.0	8"x12" 1/2-1.0 mt	2.50
Schinus molle	Molle serrano	85-99	38,600	80.00	8"x12" 1/2-0.7 mt	2.50
Eucalyptus globulus	Eucalipto serrano	90-99	330,000	120.00	8"x12" 1.0-1.5 mt	2.50
Eucalyptus grandis	Eucalipto de costa	75-85	100,900	200.00	4"x7" 1/2-1.0 mt	1.20
Parkinsonia aculeata	Azote de cristo	95-100	8,000	85.00	8"x12" 1/2-1.0 mt	3.00

Cuadro del Instituto Programa Banco Nacional de Semillas Forestales (BNSF).
Ministerio de Agricultura del Perú - Dirección de Desarrollo Forestal (DDF)

La estabilización en superficie es la protección de la capa superior del suelo contra la erosión y los perjuicios mecánicos, tales como fuertes lluvias, granizo, viento, agua y hielo, su acción profunda es despreciable. Para ejecutar con éxito este método deben ser preparados los taludes de una manera adecuada.

La estabilización superficial se realiza generalmente por siembras siendo el método más económico y más utilizado, y tiene una diversidad de métodos como la siembra en seco, sembrados hidráulicos, o sembrados orgánicos.

La estabilización profunda esta constituida de plantas vivas. Estos otorgan resultados inmediatos hasta la profundidad de plantación, y su efecto mejora con el crecimiento de las raíces.

La técnica más común es la plantación de sauce, aprovechando su resistencia al cizallamiento, los cuales trabajan como drenajes. Este método puede funcionar si se tiene la seguridad que el terreno no responda con re-ablandamiento.

Un árbol de dimensiones normales puede evaporar entre 10 a 15 metros cúbicos de agua al año recogido de las profundidades, además las raíces de estos, ayudan en cierto modo a las capas superficiales, evitando que estas sean arrastradas por las aguas de escorrentía.

Estabilización por método de plantación.

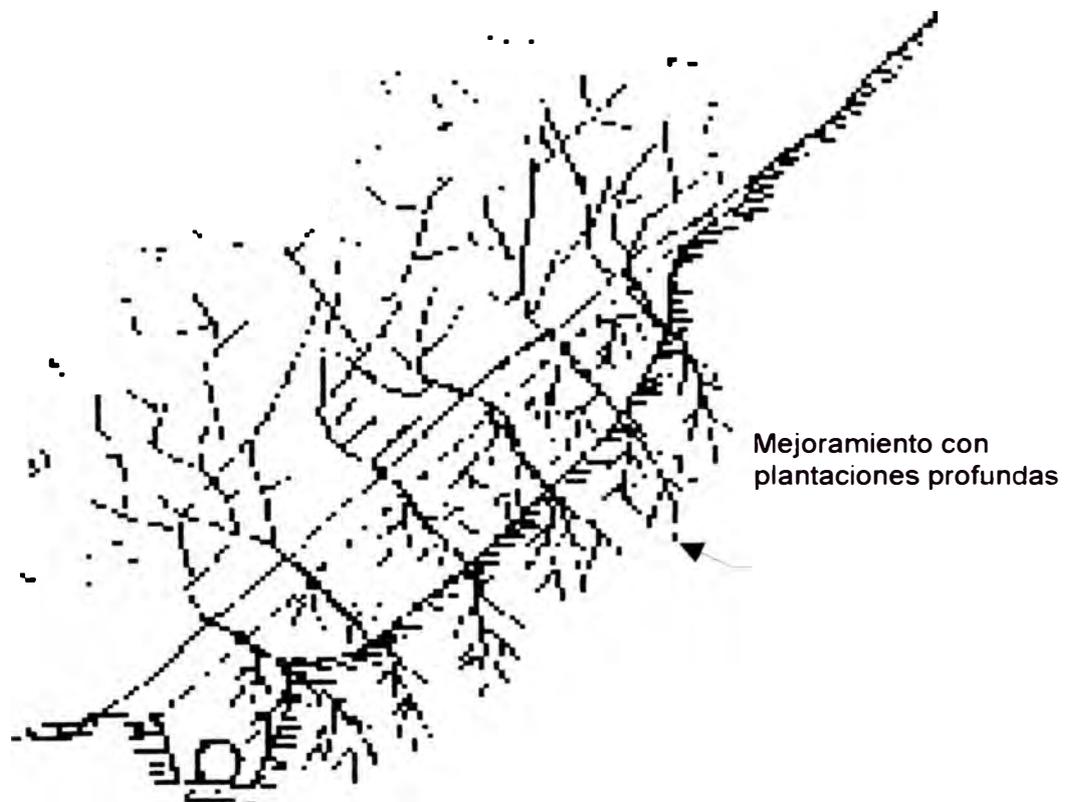


Figura (11)

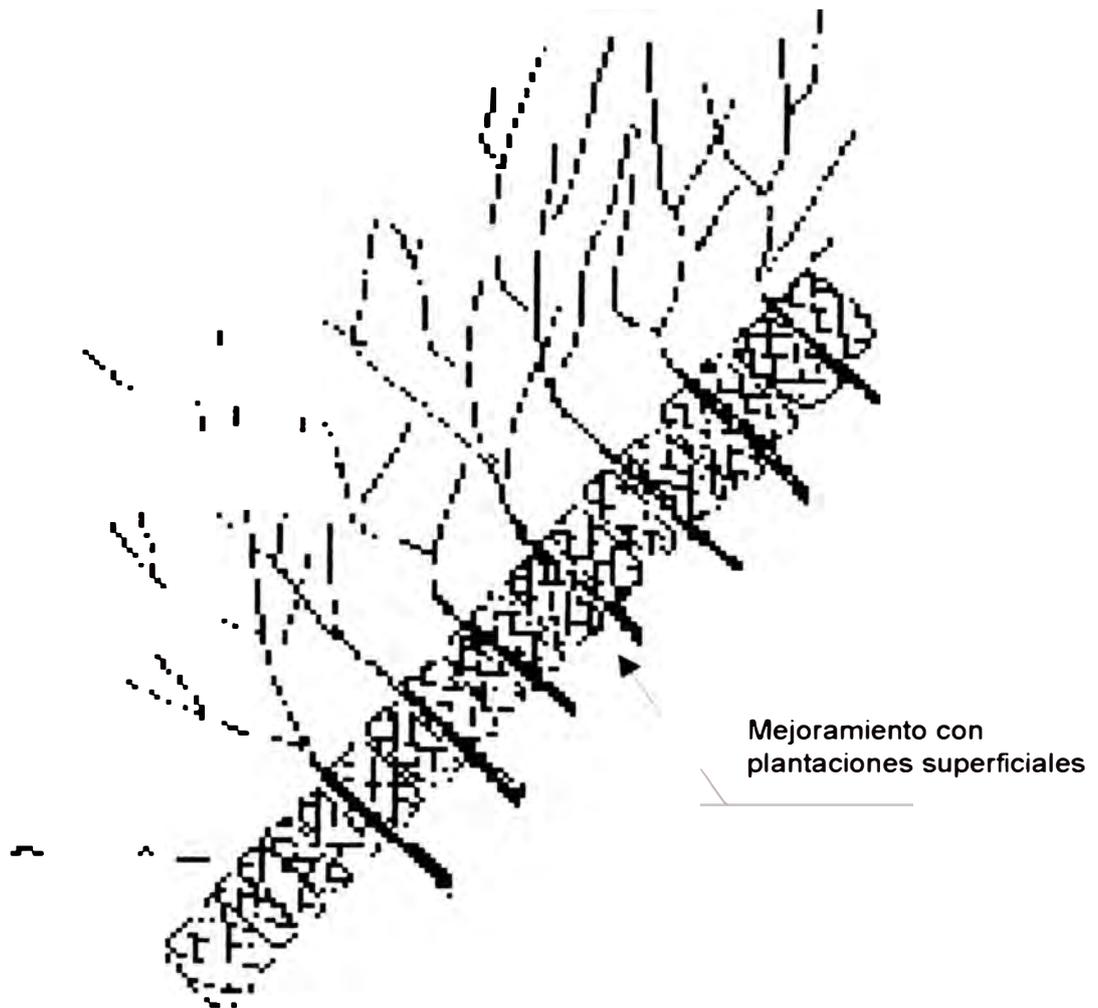


Figura (12)

III.3.D Estructuras de Contención.

Es lo más común en obras de estabilización de taludes, que en la práctica este método se aplica en combinación con otros, pues no basta realizar estructuras que contengan a los taludes sin hacer nada por las causas que los origina, que generalmente son problemas a causa de agua subterránea que circula dentro de la masa del suelo en peligro de deslizarse.

En la práctica se realizan muros de concreto ciclópeo para trabajar como contención y cuando el problema se aplica en taludes donde la altura es considerable se opta por muro de concreto armado, esto es por que a partir de 2.50 m. aproximadamente el muro de concreto ciclópeo no es una alternativa económicamente aceptable.

Cuando el deslizamiento de talud es potencialmente grande entonces los muros mencionados no funcionan, por lo que a veces enormes muros sólidos terminan colapsando, inclinándose o hasta desplazados debido a la falla de la estructura, por lo que las pantallas ancladas son ideales para este caso, esta alternativa de estabilización consiste en el soporte del terreno mediante un muro delgado de retención anclado al mismo terreno mediante cables de acero a una profundidad adecuada. Esta alternativa de estabilización frecuentemente se combina con un tratamiento del terreno, alcanzándose de esta manera la construcción de la obra a costos reducidos sin el menoscabo de la calidad de la obra que es lo que se persigue en el diseño y la construcción de una obra ingeniería.

Muro de contención de concreto Ciclópeo

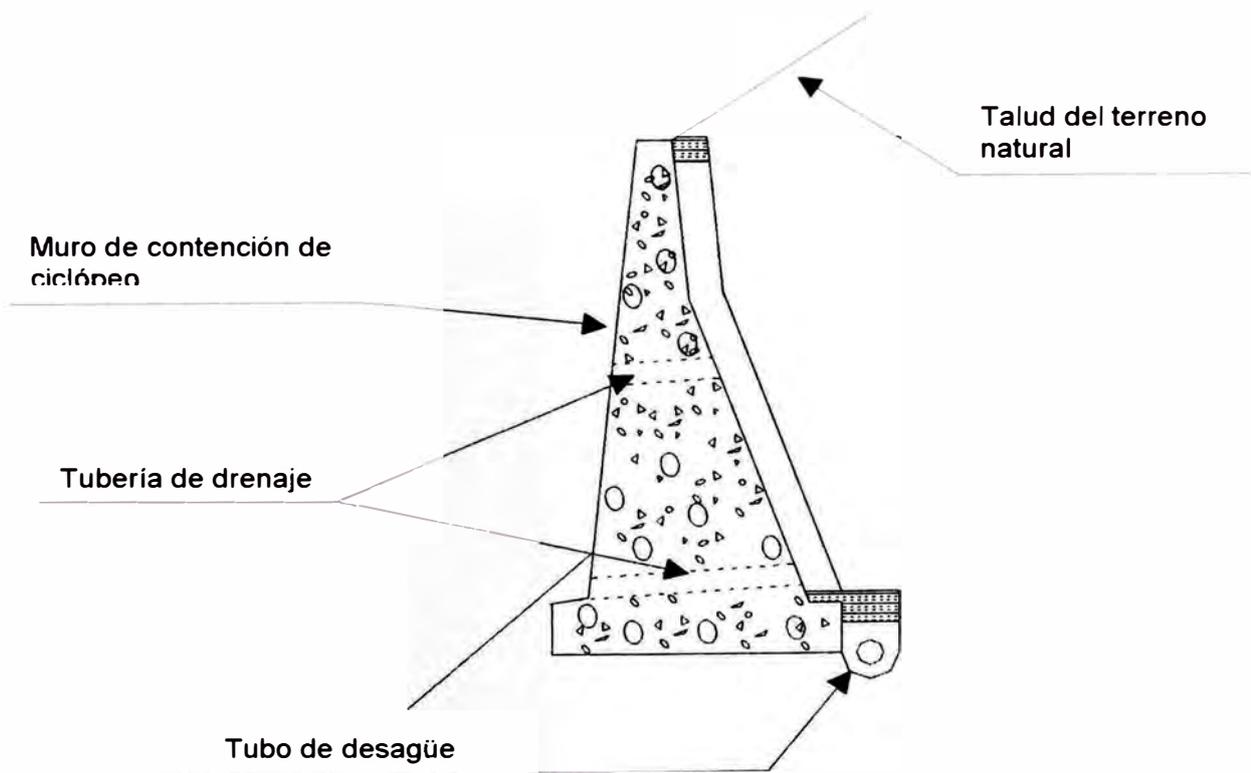


Figura (13)

Muro de contención de concreto armado

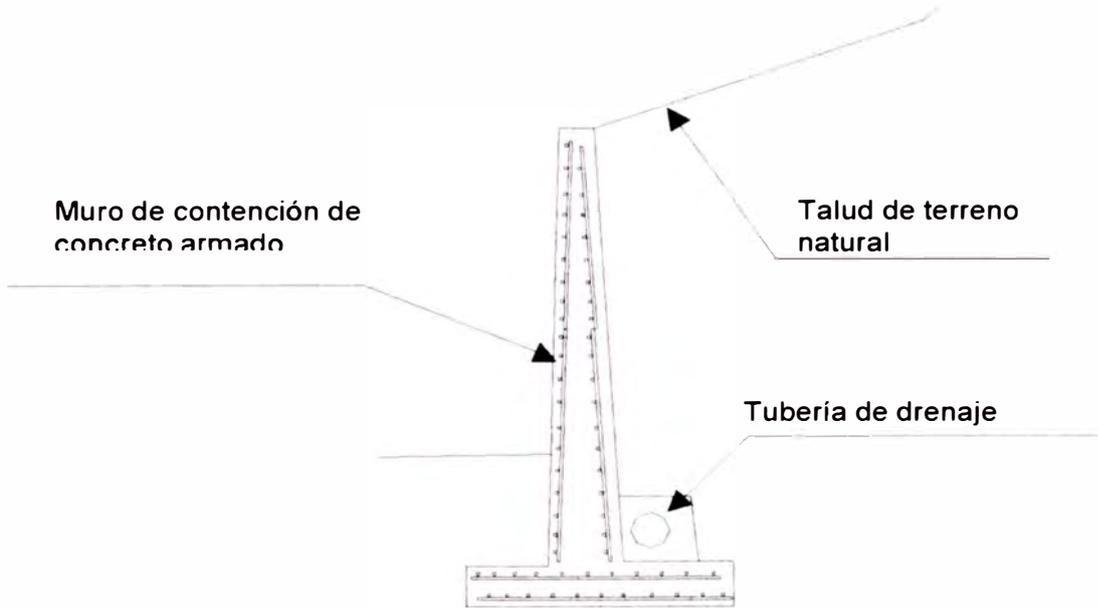


Figura (14)

Muro Anclado

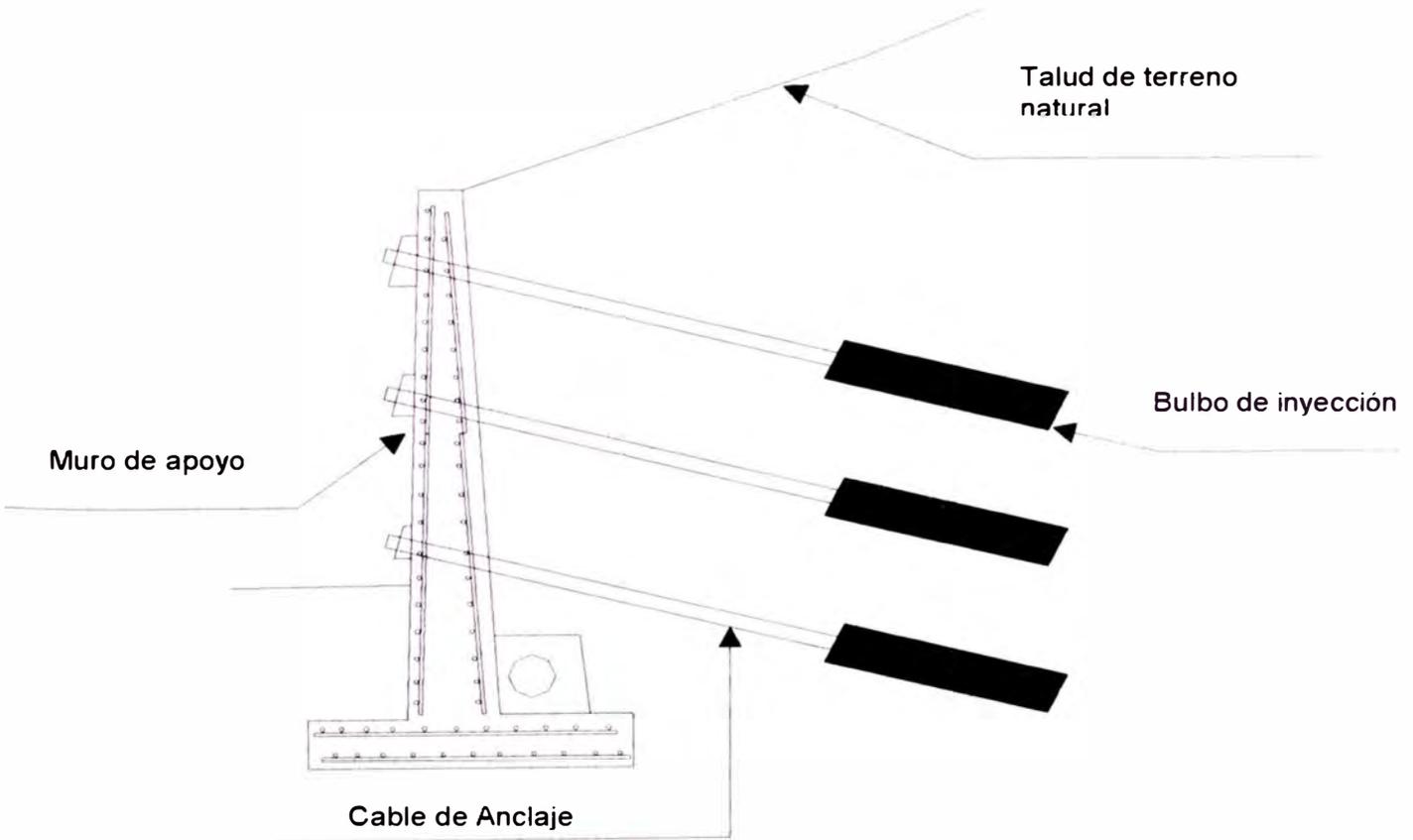


Figura (15)

III.4 DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE LOS PROYECTOS DE ESTABILIZACIÓN EN LAS ZONAS CRÍTICAS DEL PROYECTO (TRAMO II).

Describiremos las alternativas de solución que se estudiaron en la estabilización de las zonas críticas en el proyecto "Mejoramiento Rehabilitación de la Carretera Huánuco - Tingo María Tramo II".

Zona crítica N° 8 - Km 477 + 300 al 477 + 400, en función a la complejidad del problema, se realizó una complementación del levantamiento topográfico y de las cantidades de investigación geotécnicas.

Como intervención de carácter preliminar, se indicó la ejecución de drenes sub-horizontales profundos. El rebajamiento de la napa freática mejoró sensiblemente las condiciones de estabilidad talud. Después de la ejecución de los drenes y analizar los resultados de las investigaciones complementarias, se decidió la alternativa de ejecución de muros de contención de concreto armado.

Zona crítica N° 9 - Km 483 + 250 al 483 + 335, fueron estudiadas dos soluciones, una consistía en un muro de contención tipo malla (crib-wall) y otra pantalla anclada. Sin embargo el costo del "crib-wall" es un poco inferior a la pantalla anclada, técnicamente la solución en pantalla fué escogida con base a argumentos técnicos los cuales son:

- El sub-estrato rocoso se presenta irregular, como no fueron ejecutados los sondeos de investigación, no es posible determinar con certeza su profundidad y grado de alteración en todos los puntos. Fué estimada la profundidad del tipo rocoso y del nivel de anclaje en roca coherente, para cuantificación de las alternativas. Esta estimación fué hecha admitiéndose el límite superior para el cumplimiento de los anclajes, lo que significa que, al perforar el primer tirante, se puede evaluar la extensión real necesaria de los anclajes, que probablemente, deberá ser igual ó menor que al estimado, reduciéndose el costo de obra.

Para la ejecución de la solución en "crib-wall", habría la necesidad de una gran excavación en roca, para implantación de la base del muro; cuanto más superficial

se encuentre la roca, más cerca será la obra, y cuanto más profunda, menor la seguridad de fundación,

La estabilidad de este muro no sería garantizada, una vez que no se conoce bien la fundación, pues el estado de fracturamiento de roca es conocido; la excavación en roca demandaría tiempo y costo adicional; la excavación necesaria implicaría la interrupción casi total de la pista.

Consecuentemente dada la pequeña diferencia de precio y la argumentación técnica, se recomendó pantalla anclada.

Zona crítica N° 10 - Km 484 + 940 al 485 + 000, fueron estudiadas dos alternativas, una pantalla anclada y otra un muro de flexión con anclaje al pie, la segunda alternativa se reveló un poco más costosa que la primera por el hecho de que es necesario una altura mayor para permitir el asentamiento de la base del muro. De esta forma, se recomendó la pantalla anclada.

Zona crítica N° 11 - Km 485 + 040 al 485 + 160, situación idéntica a la anterior. De la misma forma recomendamos la pantalla anclada, pero en la construcción de la obra se optó por cambiar a una solución de muro de retención de concreto armado después de verificar las condiciones geológicas del terreno.

Zona crítica N° 12 - Km 490 + 145 al 490 + 199, esta zona presenta condicionantes geológicas complejas y una superficie de asentamiento irregular. Hay la necesidad de fijación de lajas de roca con pendiente desfavorable y la contención de la capa de suelo que forma la plataforma de la carretera. De esta forma se propone la solución combinada para los dos problemas, construyéndose la placa de cortina y perforándose los tirantes hasta sobrepasar una superficie potencial de rupturas que coloque en riesgo la plataforma.

Zona crítica N° 13 - Km 491 + 940 al 491 + 980, en este lugar se estudió tres soluciones de alternativas. La pantalla anclada, la única que contempla el mantenimiento del canalón del río, además de ser de mayor facilidad ejecutiva y

ofrecer más fácil adaptación a las condiciones topográficas locales, siendo por tanto la indicada.

Todas las soluciones posibles necesitan de atirantamiento, por ser la altura muy grande (del orden de 7.5 m), el dimensionamiento obligó la colocación de tirantes para el equilibrio en cuanto al deslizamiento. Fueron verificadas otras dos hipótesis.

Muro de Concreto Ciclópeo, esta solución presenta factor de seguridad insuficiente al deslizamiento, la necesidad de atirantamiento y de gran longitud de base, interfiriendo la extensión útil del canalón del río y acarreado la necesidad ejecutiva de un caisson bastante extenso, tornan una solución inadecuada. En el caso de utilizarse una largura de base menor, habría necesidad de una línea adicional de tirantes. Consecuentemente, un muro con 2.0 m. de base y dos líneas de tirantes sería más costoso que la solución original. Esto provocó el estudio de la alternativa abajo mencionada.

- Muro de gaviones atirantados, esta solución nació de la anterior, partiéndose de un mixto de muro de contención de peso y atirantado, o sea, un muro con la base menor (del orden de 2 metros), con dos líneas de tirantes, descargando sobre cintas verticales de concreto armado. Las ventajas en relación al anterior es el costo y la facilidad constructiva, pues los gaviones pueden ser fijados y lanzados sin la necesidad de un caisson, además que serán más baratos. Consideramos esta solución preferible en relación a la anterior.

Zona crítica N° 14 - Km 494 + 835 al 494 + 949, este punto fue semejante al anterior, habiendo verificado soluciones semejantes. La solución más económica fue del muro de gavión atirantado seguida de la pantalla anclada y por último, del muro de concreto ciclópeo atirantado.

Son hechas las mismas reservas del ítem anterior, o sea, la solución en gaviones es aceptable, sin ser la más adecuada, por lo que se optó por la pantalla anclada.

Zona crítica N° 15 - Km 504 + 905 al 504 + 943, fue estudiada una alternativa en muro de concreto armado con tirante en la base. El costo de las dos soluciones fue bastante similar, siendo la pantalla anclada cerca de 5% superior al del muro atirantado. La pantalla anclada presenta como ventaja el método ejecutivo, que permite excavar a medida que se ejecuta la cortina, ofreciendo mayor seguridad durante el período constructivo. Por consiguiente, la ejecución del muro deberá ser hecha por excavaciones de pequeña longitud.

Zona crítica N° 16 - Km 505 + 230 al 505 + 280, se trata de un talud donde hubo un deslizamiento que alcanzó la carretera. En este punto, el río se encuentra bastante próximo a la carretera, habiendo necesidad de una extensa protección del margen.

Para esta protección, se indicó la aplicación de enrocados al margen derecho del río Huallaga. Para la recuperación de la caja de la carretera, se proyectó la construcción de un pantalla anclada, a fin de garantizar la estabilidad de la plataforma de vía.

Zona crítica N° 17 - Km 515 + 300 al 515 + 628, en esta zona, la solución fue ampliada, de tal modo que se contempla los intervalos adyacentes al muro proyectado. Se trata de un muro, al lado aguas abajo de la carretera, con cerca de 100 mt. de extensión, que presenta desplazamientos, provocando fallas en el pavimento, posiblemente por falta de drenaje. En tramos adyacentes, con extensión de 50 y 80 metros, aproximadamente, la carretera se presenta fisurada, indicando movimiento. Fue proyectado un muro de contención de concreto armado en el tramo sin muro, además de la perforación de drenes rasos, con 1.00 metro de extensión para el interior del macizo, espaciados a 2.00 mt. entre sí, en el tramo del muro existente.

CAPITULO IV

TIPOS DE ANCLAJES TENSADOS Y APLICACIONES.

Como el tema de trabajo es el diseño y método ejecutivo de las Pantallas Ancladas, este capítulo abarcará el elemento principal "El Anclaje", mostrando, tipos de anclajes y sus aplicaciones en estructura de ingeniería.

IV.1 ELEMENTOS DE REFUERZOS.

En la actualidad existen una gran diversidad de tipos y aplicaciones de elementos de refuerzos, los cuales consisten en un conjunto de barras o cables de acero que son instalados y empotrados en el fondo de perforaciones ubicados en el terreno natural, usados para la estabilización de estructuras, estos elementos de refuerzos pueden ser anclajes tensados, pernos de anclaje, pilotes, etc.

IV.2 ANCLAJES.

Los anclajes se clasifican en anclajes pasivos y anclajes activos, según sea su forma de trabajo. Los primeros se colocan sin tensión y entran a carga cuando la estructura esta sometido a los empujes del terreno, por el contrario, a los anclajes activos se les aplica una tensión previa y determinada en el momento de su instalación. Nos limitaremos a estudiar los anclajes activos.

El anclaje activo (anclajes tensados), permite dar una resistencia a la tracción al terreno a estabilizar, aliviándose de esta manera las tensiones que pudieran acumularse en el plano de falla logrando de esta manera el mejoramiento de la estabilidad del terreno.

El extremo del cable es introducido al terreno, mediante una perforación practicada en el macizo o terreno a estabilizar, estas perforaciones deben ser forzosamente rectilíneas. El empotramiento debe ser tal que pueda ser capaz de soportar la carga de prueba y trabajo.

Los principios para la estabilización de estructuras mediante anclajes activos son:

- El equilibrio de las fuerzas y el control de las deformaciones, las que se logran por las transferencias de las cargas a través de estos elementos hacia estratos más estables que se encuentran en el fondo del terreno.
- Una distribución adecuada de los anclajes, las que mejoran la capacidad de soporte del terreno, de tal manera que estos puedan soportar la entrega de cargas con deformaciones aceptables.

IV.3 TIPOS DE ANCLAJES.

Existen una gran variedad en tipos de anclajes, cuya clasificación se debe al tipo de armadura que utilizan, la forma de construir la zona de anclaje, la disposición del cabezal de anclaje, el sistema de protección contra la corrosión, la disposición del anclaje en el terreno, etc.

IV.3.A Dependiendo del Tipo de Cables.

Anclajes constituido por barras roscadas, cuyo diámetro puede variar entre de 5/8" a 1 5/8" (16 a 40 mm), teniendo una resistencia a la tracción del orden de 60 a 85 Kg/mm², se utilizan en forma individual o en grupos para constituir anclajes. Estos anclajes son de fácil operación en su montaje e instalación, debido a su corta longitud, pudiendo ser instalados por enganches (ver figura 17 página 51).

Los anclajes de barras roscadas tienen las siguientes ventajas:

- Presenta gruesas rocas resistentes a las maniobras de operación.
- Se puede aplicar cortes en cualquier punto de su longitud sin pérdida de hendiduras en hilos de roscas

- Se puede obtener grandes longitudes de adhesión con resina o inyección de cemento.
- Adaptables para varios casos de estabilidad de rocas.
- Las barras pueden ser instaladas por enganche de las roscas.

Anclaje constituidos de tendones ó torones, los cuales consisten en varios hilos de acero de diámetros delgados que pueden variar entre 0.15" a 0.45" (4 a 12 mm), y excepcionalmente 0.62" (16 mm), teniendo una resistencia a la tracción de 160 a 190 Kg/mm², con un límite elástico convencional. Estos anclajes alcanzan a soportar altas cargas de tensión con respecto a anclajes de barras roscadas. Estos anclajes no están limitados en longitud, siendo excepcionalmente flexibles y de ese modo usado en aplicaciones sin restricción de espacio (ver figura 18 página 52). La lámina 03 de la página 53 muestra estos dos elementos de refuerzos para los anclajes.

IV.3.B Dependiendo del Tiempo de Servicio.

Anclajes temporales, son de carácter auxiliar, estos anclajes proporcionan las condiciones de estabilidad a estructuras durante un tiempo necesario, con una vida de servicio menor de 2 años, estos tipos de anclajes son usados con simple protección a la corrosión.

Anclajes permanentes, para una vida de servicio mayor de 2 años, estos son dimensionados con mayores coeficientes de seguridad, pero diseñados especialmente para ser resistentes a los agentes de corrosión, los cuales se usan normalmente con una doble protección a la corrosión.

IV.3.C Dependiendo del Nivel del Agua en el Terreno y sus Fluctuaciones.

Los anclajes que trabajan en presencia de agua requieren un sello especial de protección contra la corrosión, debido a que estará en permanente contacto con el agua en toda su vida de servicio. Anclajes en terrenos donde la presencia del agua no es constante, para estos tipos de anclajes se requiere una simple protección a la corrosión.

IV.3.D Dependiendo de la Sedimentación del Terreno y Movimiento de las Rocas.

En casos cuando el terreno exija cambios de carga de tensión en los cables anclados, será necesario aumentar o disminuir la tensión de los anclajes, el anclaje tensado debe ser especialmente diseñado para este propósito. En el caso que sea necesario cambiar la carga de trabajo, la longitud libre debe dejarse libre para todo su tiempo de servicio. Cuando el terreno no experimenta cambios de esfuerzos entonces los anclajes trabajarán a tensiones permanentes en los cuales se usarán anclajes con su longitud de adhesión bloqueados donde su longitud libre es adherido al terreno circundante mediante inyección posterior al tensado de los cables.

Anclajes dependiendo de la sedimentación del terreno y movimientos de las rocas.

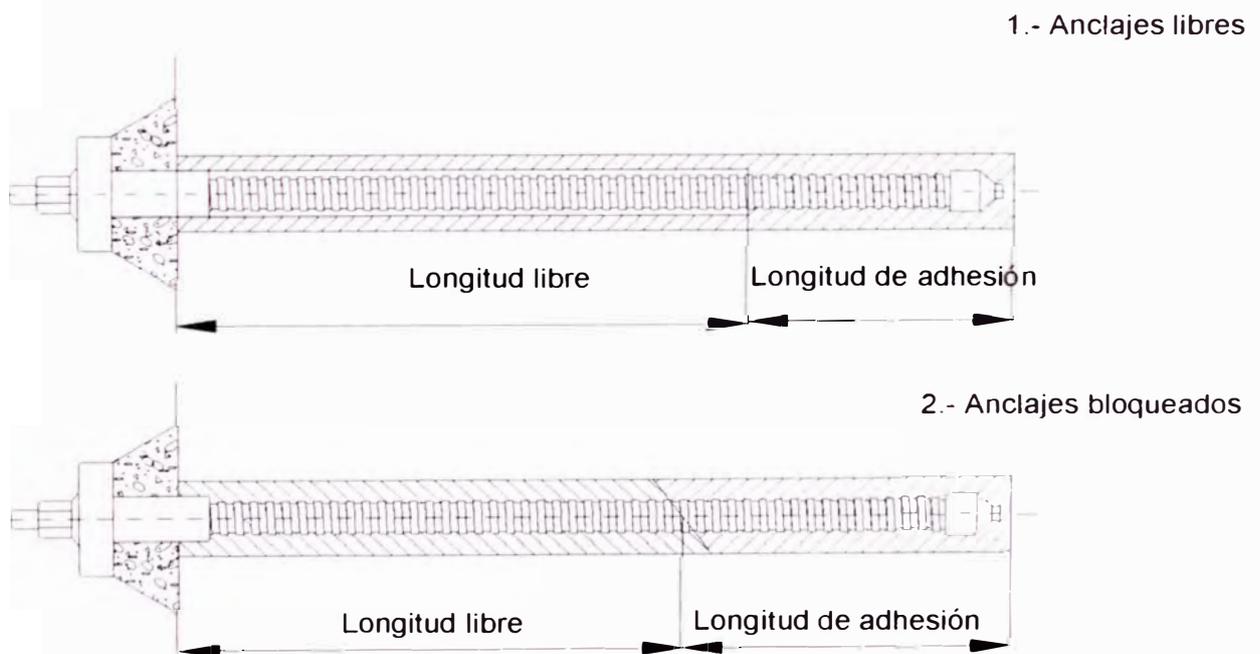
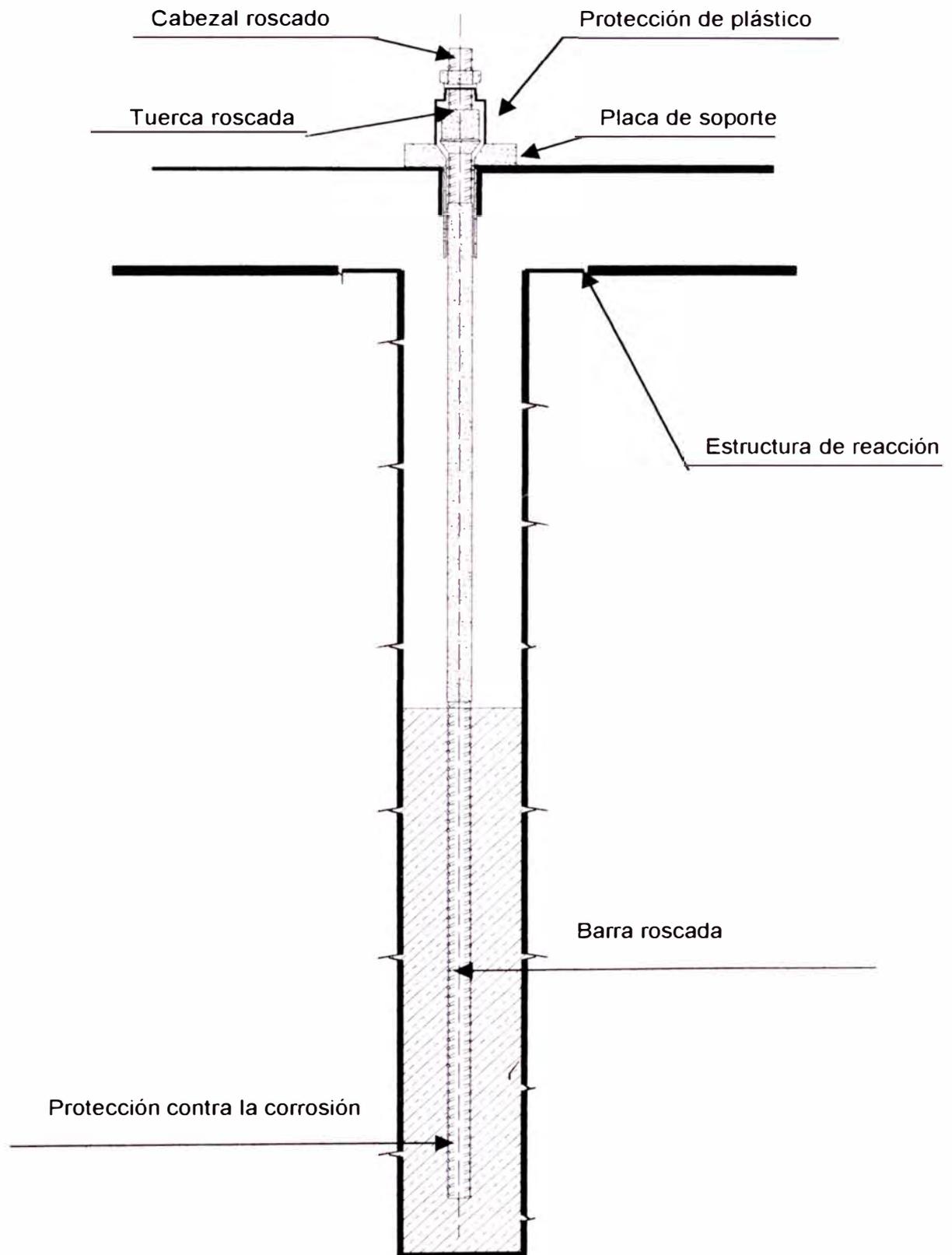


Figura (16)

Anclaje de barra roscada**Figura (17)**

Anclaje de cables múltiples

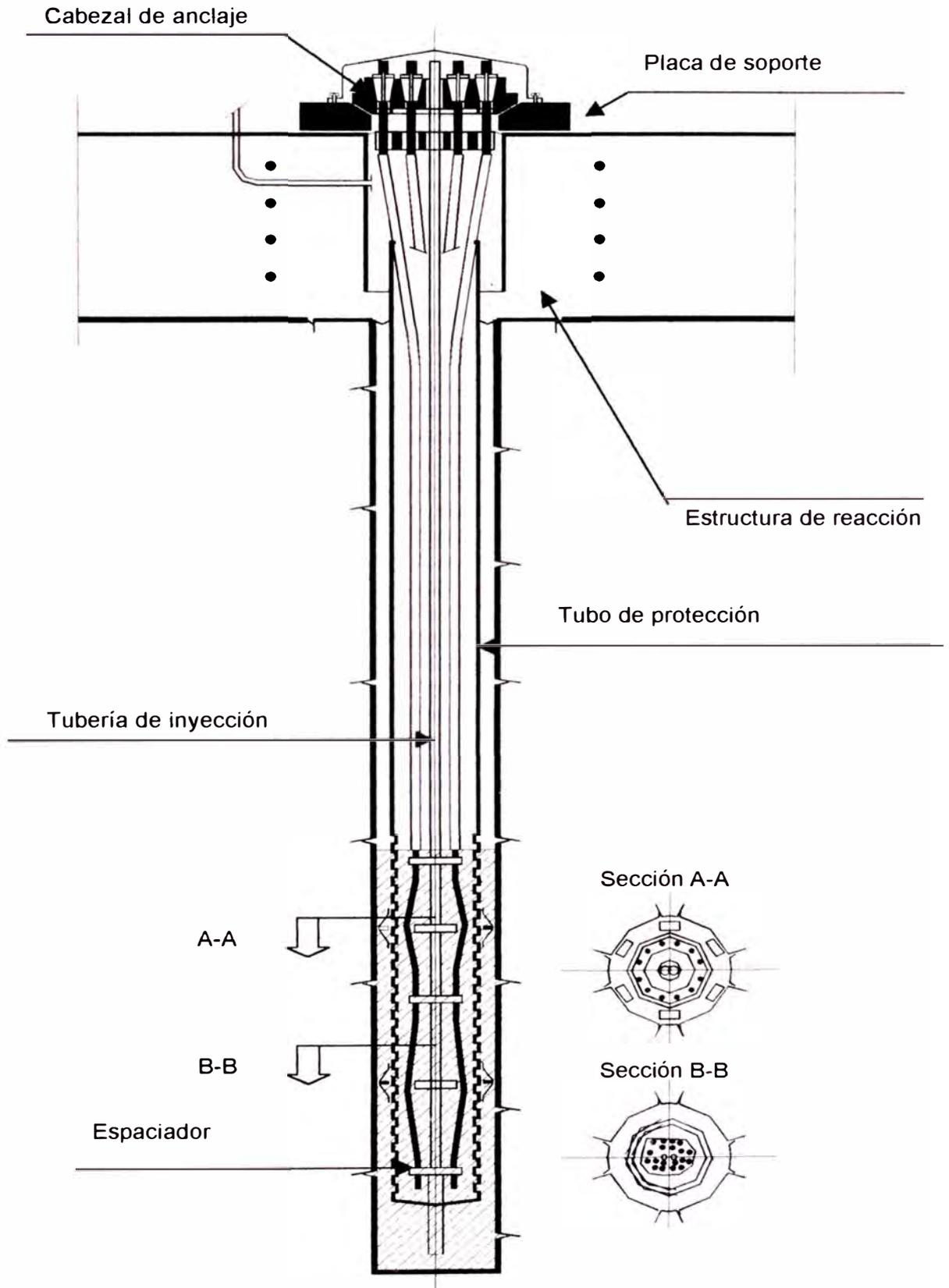


Figura (18)

Elementos de refuerzos para anclajes



Tendón de barra corrugada



Tendón compuesto de torones

IV.3.F Dependiendo del Terreno Donde su Longitud de Adhesión Esta Ubicado.

Anclajes en suelos cohesivos, en estos suelos generalmente se realizan post-inyección en repetidas veces para mejorar la adhesión entre la longitud de adhesión y el terreno.

Anclajes en suelos no cohesivos o rocas, en estos casos generalmente basta con una inyección primaria para alcanzar un buen empotramiento en su longitud de adhesión.

Anclajes con sistema de post-inyección.

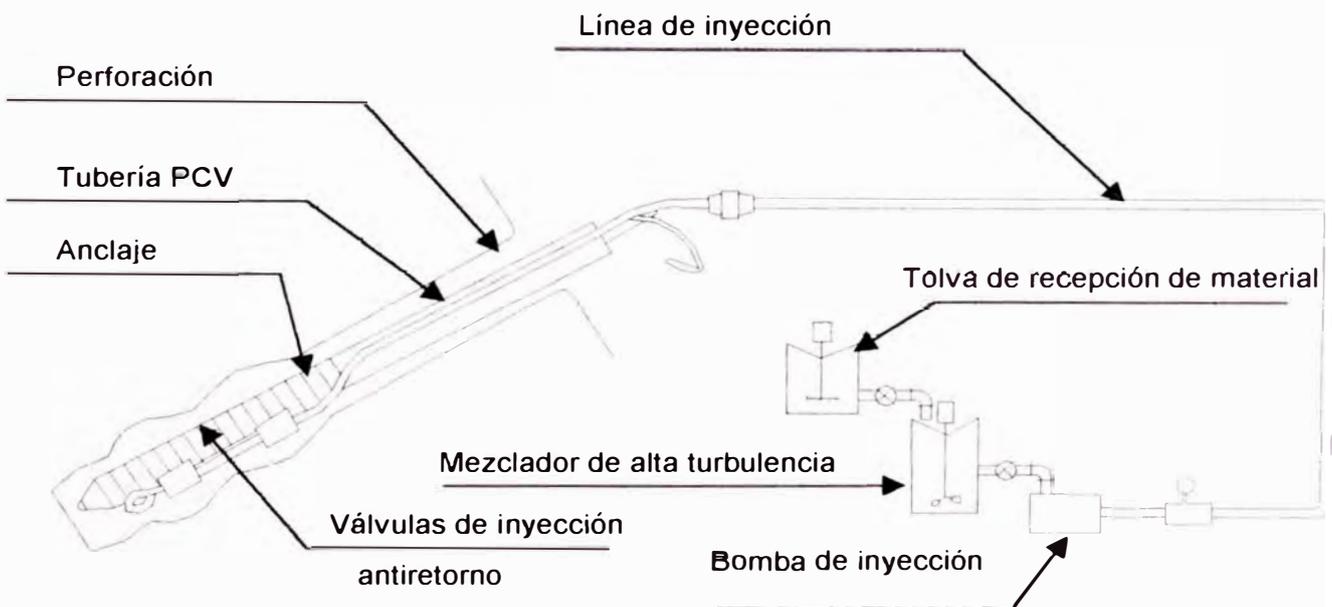


Figura (19)

IV.3.G Dependiendo Sobre su Angulo de Inclinación con la Horizontal.

Se clasifican:

Anclajes verticales, utilizados para absorber esfuerzos en la cimentación de estructuras, ejemplo losas bajo el nivel freático sujetos a sub-presión, amarre de

estructuras suspendidas (puentes colgantes), amarre de estructuras esbeltas (torres).

Anclajes horizontales, para arriostrar estructuras de contención, entibaciones, ataguías.

Anclajes inclinados, utilizados para estabilización de terrenos.

Anclajes dependiendo su ángulo de inclinación.

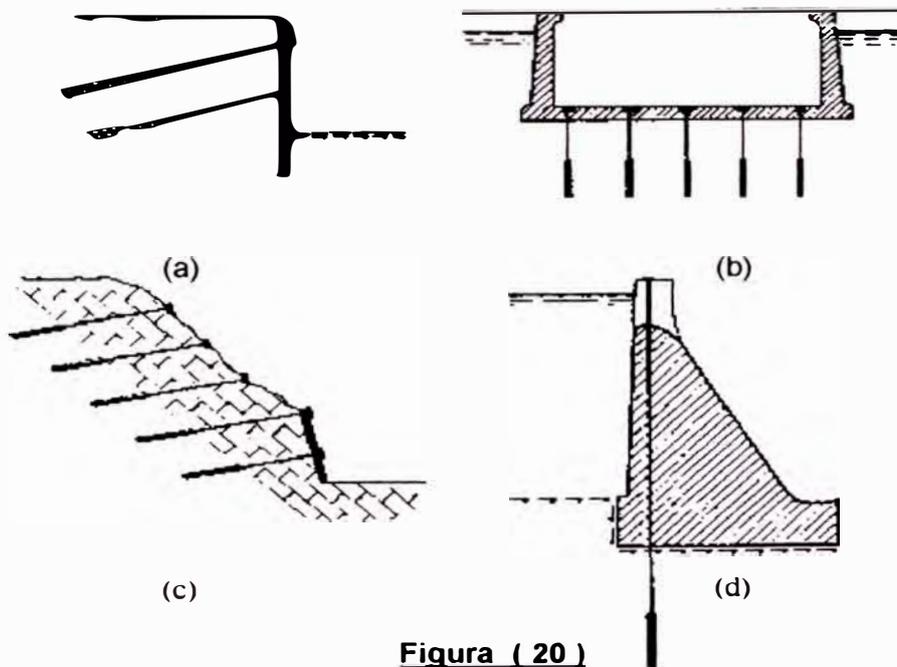


Figura (20)

IV.3.H Dependiendo de la Restricción de Espacios.

Cuando el terreno es limitado los anclajes de barras son convenientes, los que son ensamblados e instalados en toda su longitud por medios de enganches. (ver figura 21 b de la página 56). En terrenos sin restricción de espacio los anclajes de torones son comúnmente aprovechados, instalados en el interior de la perforación

a través de carretes en los cuales encuentran enrollados los cables. (ver figura 21 a).

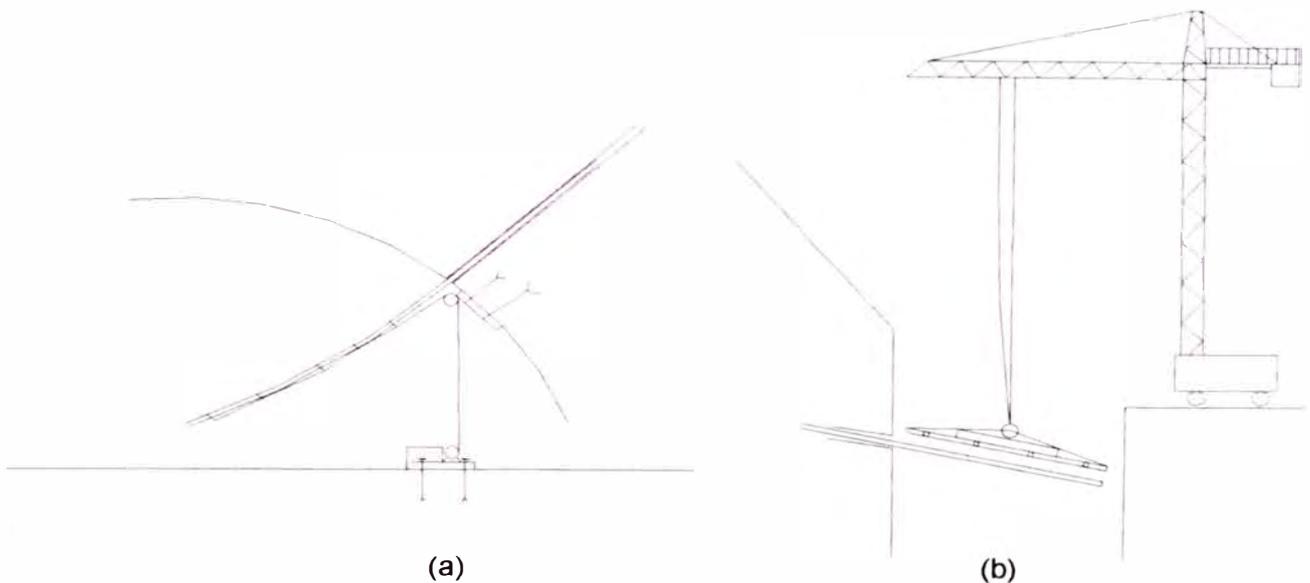


Figura (21)

IV.3.1 Dependiendo del Tipo de Empotramiento con el Terreno.

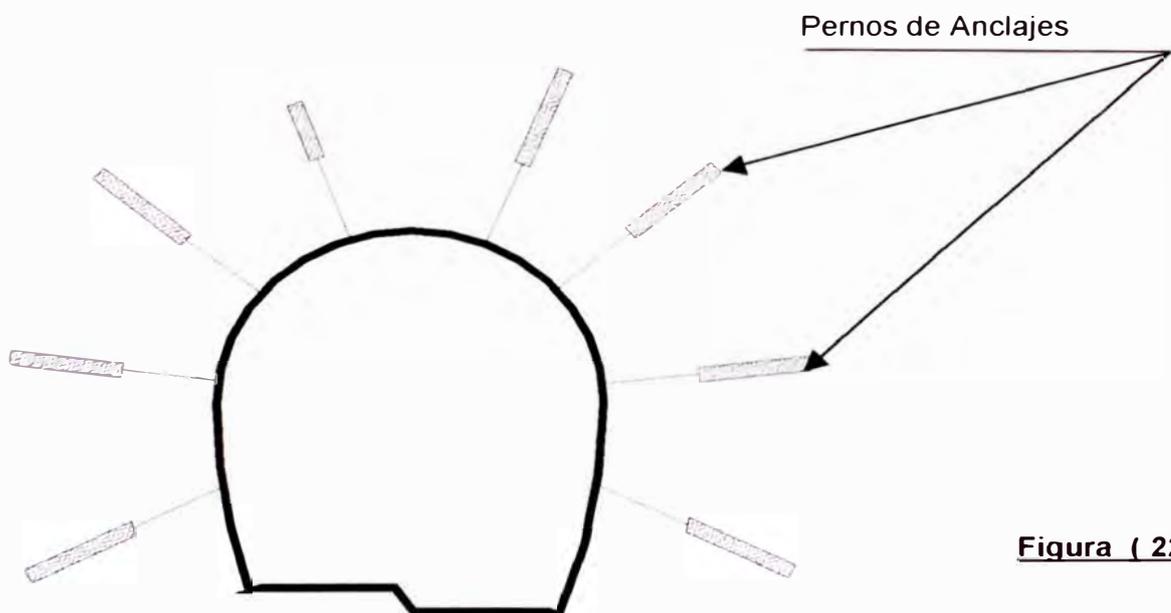
Anclajes cuyo empotramiento trabaja por adhesión, estos resisten los esfuerzos del tensionamiento del anclaje por la adhesión o pegado del material envolvente (resina o lechada de cemento) al terreno.

Anclajes con empotramiento a fricción, estos en cambio resisten las cargas de tensionamiento por las fuerzas de fricción entre la roca y el anclaje, ya sea por fricción puntual o por fricción repartida, en la primera son los anclajes tipos mecánicos como los pernos con punta expansivos, mientras en la segunda la fricción repartida son a través de pernos comprimidos como los SWELLEX o pernos expansivos como los SPLIT SET.

IV.4 APLICACIONES DE ELEMENTOS DE REFUERZOS.

En construcciones de cavernas, excavaciones a tajo abierto en rocas inestables o excavaciones de túneles, utilizándose generalmente en estas obras anclajes de barras corrugadas. La redistribución de cargas y las deformaciones de las rocas circundantes, son controlados por una apropiada instalación de estos anclajes.

Las juntas desfavorables del macizo rocoso que conforman el techo de una caverna o un portal de entrada al túnel son estabilizados a través de estructuras de soporte como son los pernos de anclaje.



Elementos estructurales que están sujetos a esfuerzos de sub-presión, son estabilizados mediante anclajes permanentes que van con especial protección anticorrosiva, usados para asegurar la estabilidad de bloques de concreto que se encuentran a esfuerzos de sub-presión, conveniente para toda estructura sumergida en agua, que no tienen suficiente carga muerta, como estructuras de garajes subterráneos, tanques subterráneos, etc.

En las losas de fundación para tanques de sedimentación, el nivel de agua puede variar considerablemente, causando altos esfuerzos de sub presión, para compensar estos esfuerzos en la estructura, los anclajes tienen que ser diseñados para absorber esta carga que la losa por si misma no puede soportar.

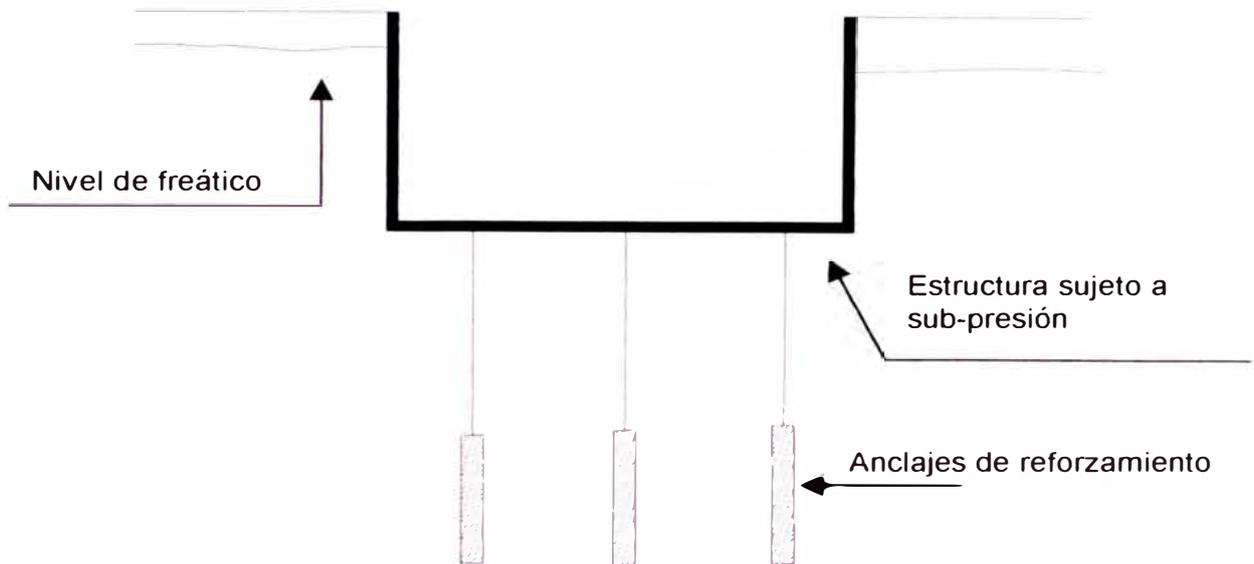


Figura (23)

También se aplican en estructuras de obras hidráulicas o estructuras de tomas, donde las grandes variaciones del nivel de agua debido al embalse o desalojo del agua generan enormes esfuerzos de levantamiento. Las fuerzas de sub-presión ejercidas en estas estructuras que se encuentran en excavaciones profundas debajo del nivel freático pueden ser controlados por anclajes tensados.

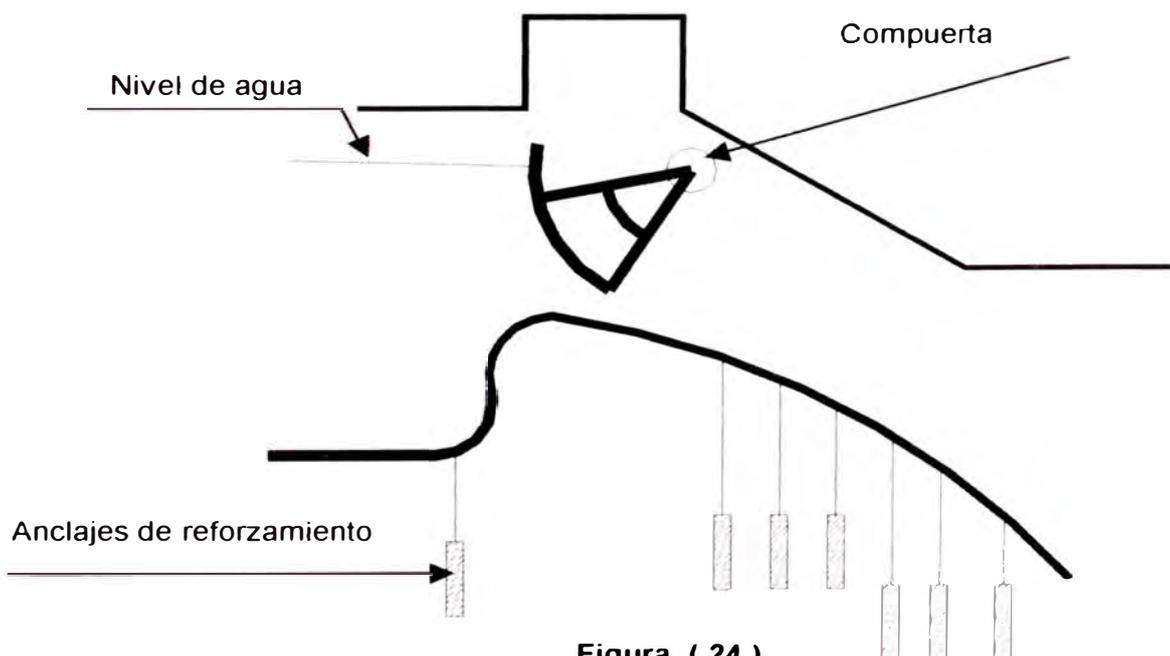
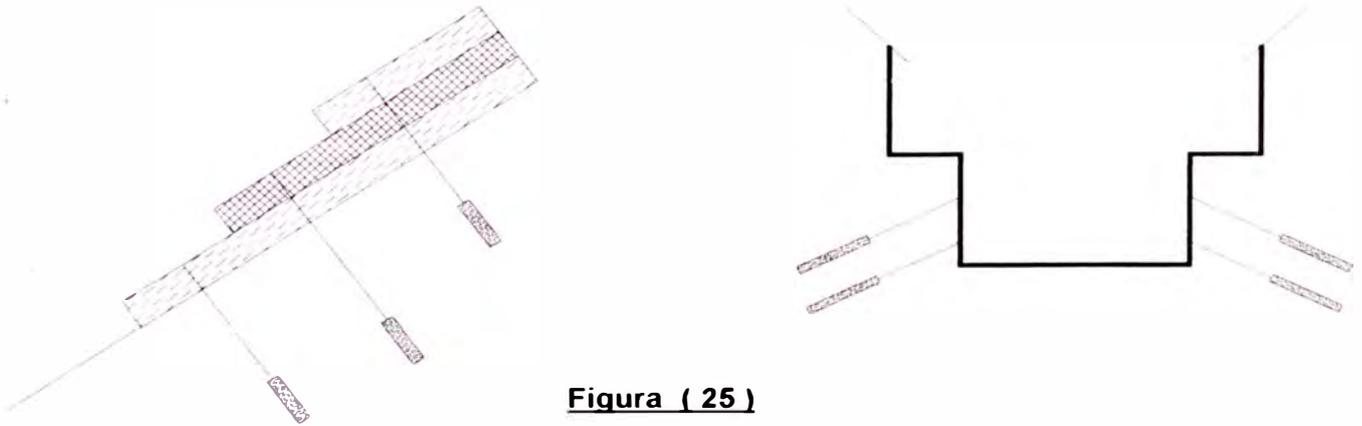
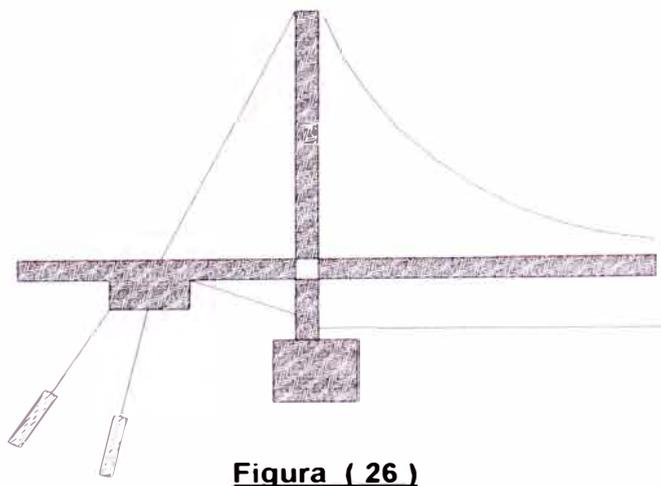


Figura (24)

El mayor campo de aplicación de los anclajes activos es para estabilizar taludes, el uso de anclajes tensados en suelo y rocas, permitiendo realizar cortes profundos para la construcción de nuevas carreteras y líneas férreas, estos cortes pueden ser estabilizados por muros de retención de concreto armado anclados al terreno por intermedio de cables empotrados en el terreno, evitando así las construcciones de arriostamientos costosos, los anclajes tensados son usados para muros de seguridad previos o durante la excavación, lográndose realizar excavaciones profundas en condiciones más seguras de trabajo.



Otra aplicación común es usada para transferir cargas de tensión desde cables hacia el terreno, muy usados en cimentación de puentes lográndose estructuras económicas comparadas con el uso de enormes bloques de concreto con el fin de contrapeso.



IV.5 PARTES PRINCIPALES DEL ANCLAJE.

Técnicamente los anclajes se componen de los siguientes tramos principales.

Tramo anclado (Anclaje fijo), es la parte solidaria al terreno, denominado zona pasiva, es el tramo que es empotrado al terreno para absorber las cargas aplicadas desde el cabezal del anclaje y transferirlas al terreno mismo. La fijación del tramo anclado al terreno, es lograda a través de inyecciones de cemento la que denominaremos cuerpo de inyección creado en el fondo de la perforación. El límite de la capacidad de adhesión esta determinado por la fricción conseguida en su longitud de adhesión.

Tramo libre, es la parte independizada del terreno, esta situado entre el tramo anclado y el cabezal del anclaje y tiene la función de transferir la carga aplicadas desde el cabezal al tramo anclado. Protegido por un tubo semi-rígido de chapa galvanizada o plástico que tiene como objetivo evitar fricción de los cables, permitiendo la deformación del acero con total libertad en el tramo libre, durante la aplicación de la carga.

Cabezal de anclaje (Anclaje móvil), es la parte activa, zona de unión de los cables a la placa de apoyo, donde se aplica la carga que es transmitida al tramo anclado a través de tramo libre. La carga es aplicada con el uso de una gata hidráulica especial. La estructura del cabezal del anclaje deben ser adecuadas para soportar las cargas aplicadas en las anclas sin experimentar deformaciones exagerados y sin que fallen.

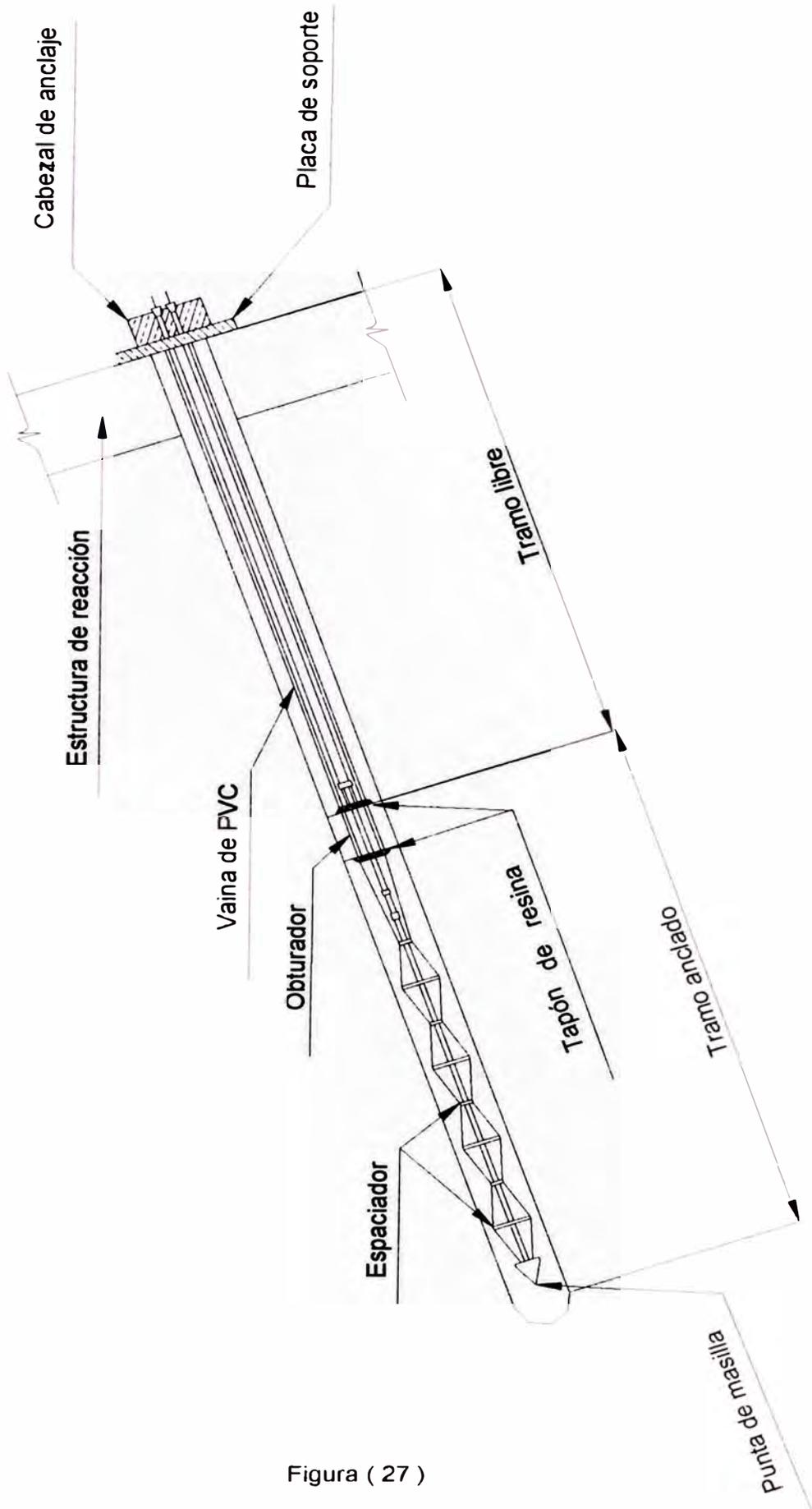


Figura (27)

CAPITULO V

DISEÑO DE PANTALLAS ANCLADAS.

La selección del sistema de anclaje depende particularmente de la expectativa que se tenga sobre la forma como el terreno responda, de las facilidades de instalación y principalmente del costo.

Las características del anclaje dependen mucho de factores las que a continuación nombramos:

- Condiciones físico-mecánicas del terreno en la zona de empotramiento y apoyo.
- Tipo de dispositivo de anclajes y valor de sus distintos parámetros.
- Formas y tamaños de la estructura de apoyo.
- Funciones elásticas y resistentes de las barras o cables.

V.1 PARAMETROS GEOTECNICOS NECESARIOS.

El estudio Geotécnico ayuda a comprender el comportamiento del suelo a estabilizar, debiéndose determinar las propiedades mecánicas de dicho terreno como su capacidad portante, ángulo de fricción y su cohesión.

Generalmente un terraplén presenta una filtración de agua subterránea, la cual se debe tener presente en el análisis de estabilidad para no llegar a cálculos y predicciones erróneas.

Los parámetros geotécnicos necesarios para el análisis de estabilidad son:

- Estratigrafía, el perfil estratigráfico elaborado a partir de los sondeos de investigación, las que deben extenderse fuera del límite del terreno que realmente va a empujar sobre la pantalla y donde pueda convenir efectuar las inyecciones de empotramientos.
- Lista de propiedades mecánicas, como son el peso unitario del suelo, granulometría, los que determinan el tipo de anclaje.
- Nivel freático, para conocer la influencia de la presión en el muro y los requerimientos de drenaje.
- Resistencia al corte, cohesión y ángulo de fricción (c y ϕ), usadas para el análisis de estabilidad, cálculos de presiones del suelo y determinación de la capacidad de carga de los anclajes.
- Permeabilidad del terreno para el diseño de drenaje.
- Análisis de agresividad de las aguas y de los suelos.

Como ejemplo ilustrativo desarrollaremos el cálculo de diseño para la zona crítica N°14 - Panel E, ubicado a la orilla del río Chinchao Km 494+868 a 494+876 y sujeto a socavación por efecto de las periódicas avenidas del río cuyos parámetros geotécnicos del terreno considerados para el diseño se indican en el Cuadro N°03, estos datos fueron tomados de campo y analizados en el laboratorio de la Universidad Nacional de Ingeniería las que fueron considerados para el diseño de la pantalla anclada del proyecto por el proyectista (ver página 339 del anexo N°07 Análisis de Estabilidad de la Zona Crítica N°14 - Condiciones Adoptadas para los Anclajes).

CUADRO N° 03

PARÁMETRO	SUELO 1	ROCA 1 y 2
- Densidad natural seca (Tn/m ³).	1.8	2.5
- Densidad Natural húmedo (Tn/m ³).	1.9	2.6
- Cohesión (Tn/m ²).	1.3	1.3
- Angulo Fricción (°).	20	32

Ver láminas 08, 09 y 10 de las páginas 247, 248 y 249 del anexo N°02, en la que se muestran el registro de sondeo de investigación, perfil geológico y modelo geomecánico realizados en el proyecto, las que serán considerados en el ejemplo ilustrativo que se desarrolla en este capítulo.

Adicionalmente, se consideraron los siguientes factores:

- coeficiente sísmico horizontal y vertical de 0.15 y 0.05 respectivamente.
- Nivel freático en el relleno correspondiente a la condición de abatimiento rápido del nivel del río.
- Sobrecarga debida al tráfico, de 2 t/m²
- Líneas de anclaje a cotas de 1m, 3 m y 5 m abajo del tope del muro, aproximadamente.

V .2 ANGULO DE ANCLAJE.

La inclinación del anclaje está determinada por la geología estructural del terreno y/o roca que se desea anclar, esta inclinación de los anclajes proporciona la fuerza resultante más favorable sobre la superficie de rocas o suelos a estabilizar, para aumentar su resistencia a la fricción.

Su elección esta determinada por:

- Orientar los cables de tal modo que la resultante garantice la estabilidad del terreno en un largo plazo y aporte en el diseño económicamente.
- La elección de anclajes inclinados es para evitar anclajes horizontales difícil de construir.
- Estructuras existente o futuras muy próximas a la obra a ejecutarse, por lo que es necesario una inclinación para evitar dañar a estas estructuras.
- Para evitar el anclaje en estratos blandos, para lo cual las perforaciones de sondeo aporta el perfil geológico en donde podremos aproximar a que profundidad se encuentra los estratos estables y estimar la inclinación de los anclajes para llegar a empotrar en estos mismos.

Del perfil geológico levantado a partir de los sondeos de investigación (ver lámina 09 anexo N°02), el anclaje tendrá una inclinación de diseño de 15° por debajo de la horizontal, y cementado en roca caliza con un R.Q.D. promedio de 50%.

V.3 CARGA DE DISEÑO (Td).

V.3.A Aspecto Generales.

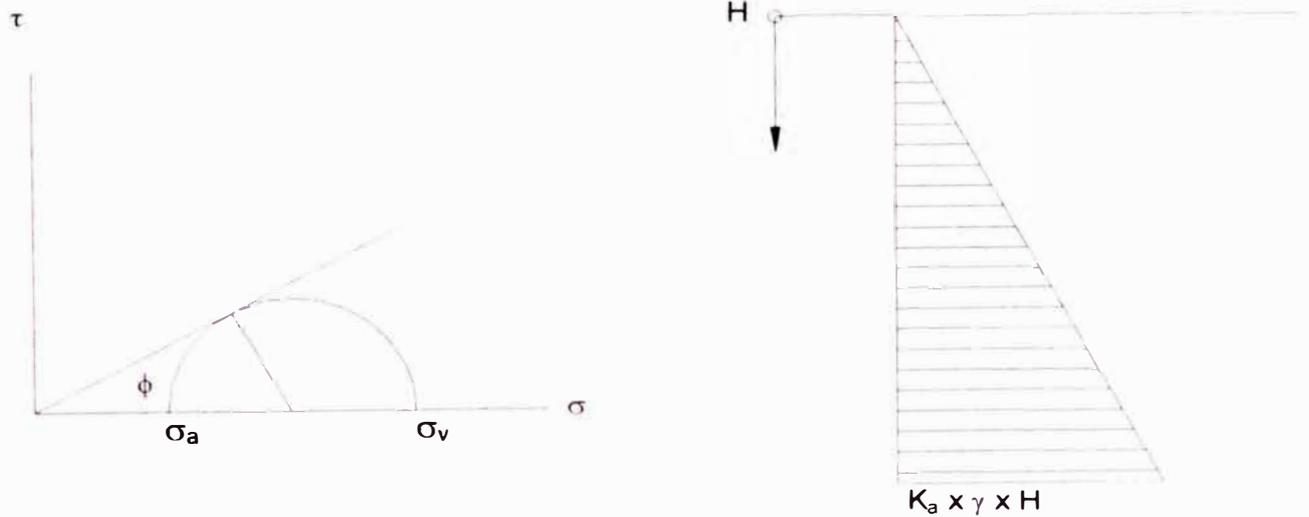
La magnitud de la carga de tensión del anclaje esta determinado por:

- La distribución del sistema de anclajes de modo que este transmitan en forma segura las cargas de tensión al terreno, una disminución de la carga en el anclaje se transmite en un aumento de la pérdida de seguridad para el sistema a estabilizar, pues basta que uno falle y puede comprometer el resto de anclajes del sistema.
- Una apropiada carga de trabajo permite una distribución económica de los anclajes en la estructura de soporte.
- La carga debe ser lo suficientemente determinada a fin de evitar una interacción de carga en el terreno, esto es a consecuencia de un sobrecargado de tensión o una inyección inadecuada.
- La carga de tensión depende también del peso de la masa del suelo que será anclado, esta carga de trabajo debe ser tal que pueda ser transmitida con seguridad.

V.3.B Determinación de la Carga de Diseño.

La carga de diseño se estimará a partir de la carga horizontal activa total P_{n3} , a una profundidad que es la altura de diseño del muro, esta carga esta determinada por el área esfuerzos totales que actúa detrás del muro (línea AB de la fig. 31 página 68).

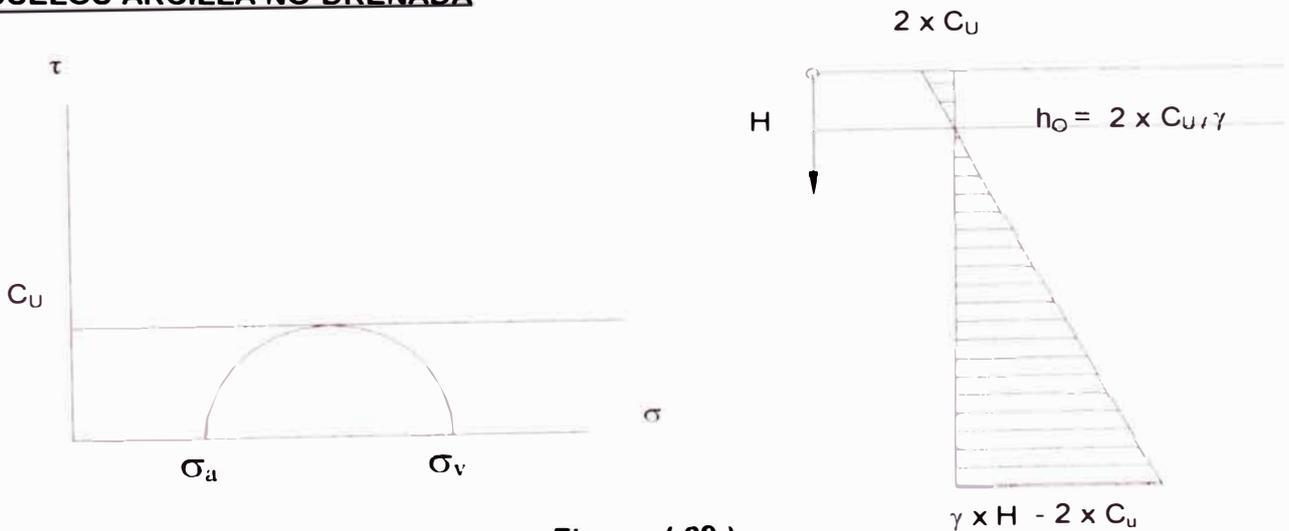
Explicaremos la teoría de esfuerzo y empuje activos en suelos para aplicar en el diseño.

SUELOS ARENOSOS**Figura (28)**

$$\sigma_a = \frac{(1 - \text{seno}(\phi))}{(1 + \text{seno}(\phi))} \times \sigma_v \quad \longrightarrow \quad K_a = \frac{(1 - \text{seno}(\phi))}{(1 + \text{seno}(\phi))}$$

$$\sigma_a = K_a \times \sigma_v$$

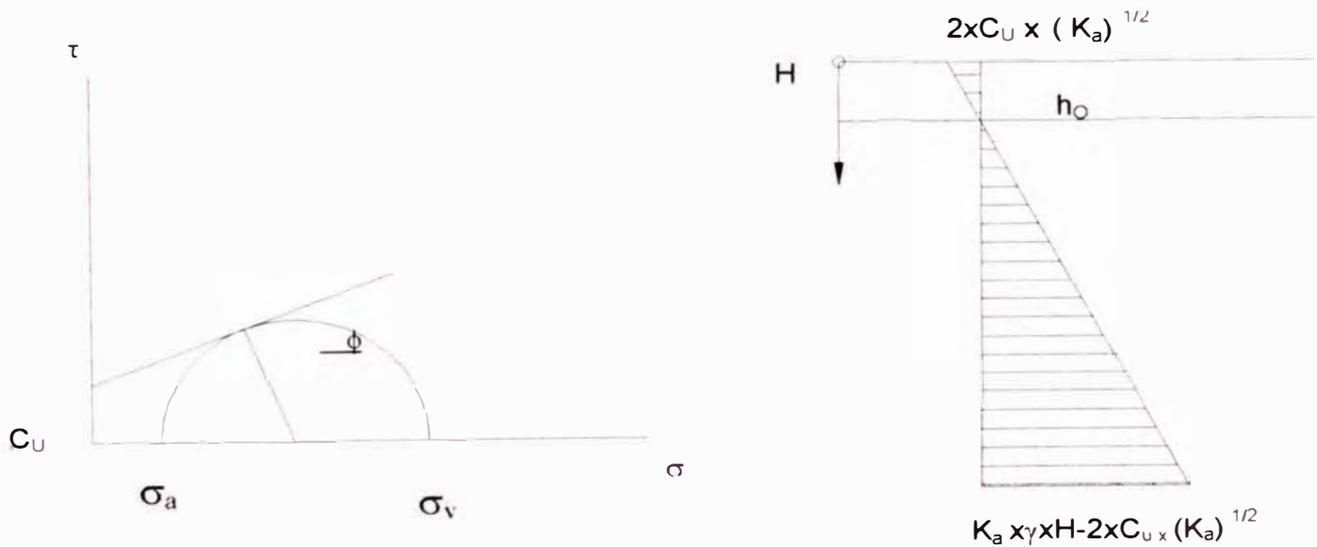
$$E_a = \frac{1 \times K_a \times \gamma \times H^2}{2}$$

SUELOS ARCILLA NO DRENADA**Figura (29)**

$$\sigma_a = \sigma_v - 2 \times c_u$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times (H \times \gamma - 2 \times c_u) \times (H - h_o)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times H \times \gamma \times \frac{(1 - 2 \times c_u)}{H \times \gamma}$$

SUELOS HETEROGENEOS.**Figura (30)**

$$h_0 = \frac{2 \times C_U}{\gamma (K_a)^{1/2}}$$

$$\text{SEN}(\phi) = \frac{\frac{(\sigma_v - \sigma_a)}{2} - \frac{C_U}{\text{COS}(\phi)}}{\sigma_a + \frac{(\sigma_v - \sigma_a)}{2} - \frac{C_U \times \text{SEN}(\phi)}{\text{COS}(\phi)}}$$

$$\sigma_a = \frac{(1 - \text{SEN}(\phi)) \times \sigma_v - 2 \times C_U \times \text{COS}(\phi)}{(1 + \text{SEN}(\phi)) (1 + \text{SEN}(\phi))}$$

$$\sigma_a = K_a \times \sigma_v - 2 \times C_U \times (K_a)^{1/2}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times (K_a \times H \times \gamma - 2 \times C_U \times (K_a)^{1/2}) \times (H - h_0)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times \frac{H^2 \times K_a \times \{1 - 2 \times C_U\}^2}{H \times \gamma \times (K_a)^{1/2}}$$

Del modelo geomecánico adoptado (Lámina 08 anexo N°02):

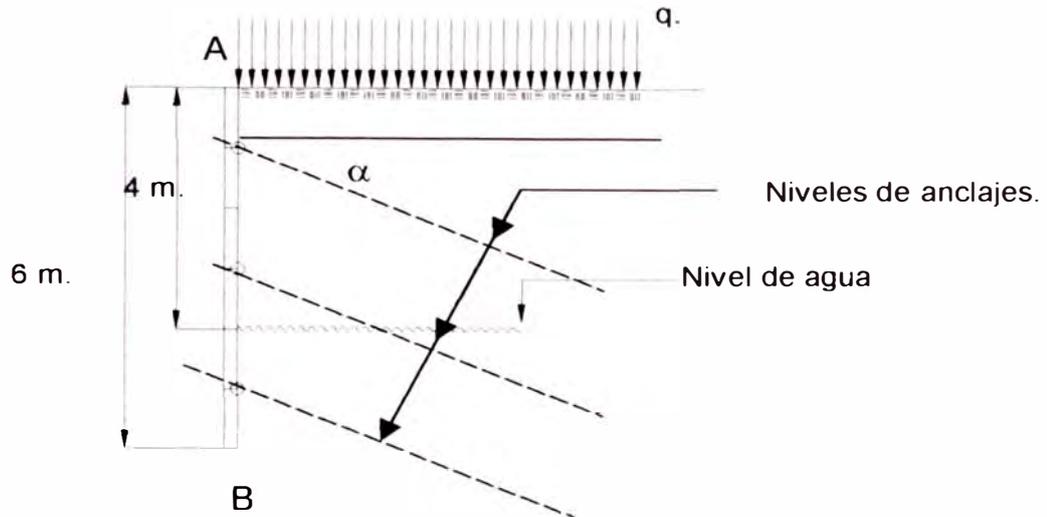


Figura (31)

$$\begin{aligned}
 q. &= 2 \text{ Tn/m}^2 \\
 \phi &= 20^\circ \\
 C_U &= 1.30 \text{ Tn/m}^2 \\
 \gamma_{\text{nat}} &= 1.8 \text{ Tn/m}^3 \\
 \gamma_{\text{sat}} &= 1.9 \text{ Tn/m}^3 \\
 \alpha &= 15^\circ \\
 K_a &= \frac{(1 - \text{seno}(\phi))}{(1 + \text{seno}(\phi))} = \frac{(1 - \text{seno}(20^\circ))}{(1 + \text{seno}(20^\circ))} = \frac{(1 - 0.342)}{(1 + 0.342)} = 0.49
 \end{aligned}$$

Anclas a 3 niveles c/3.0 metros horizontales

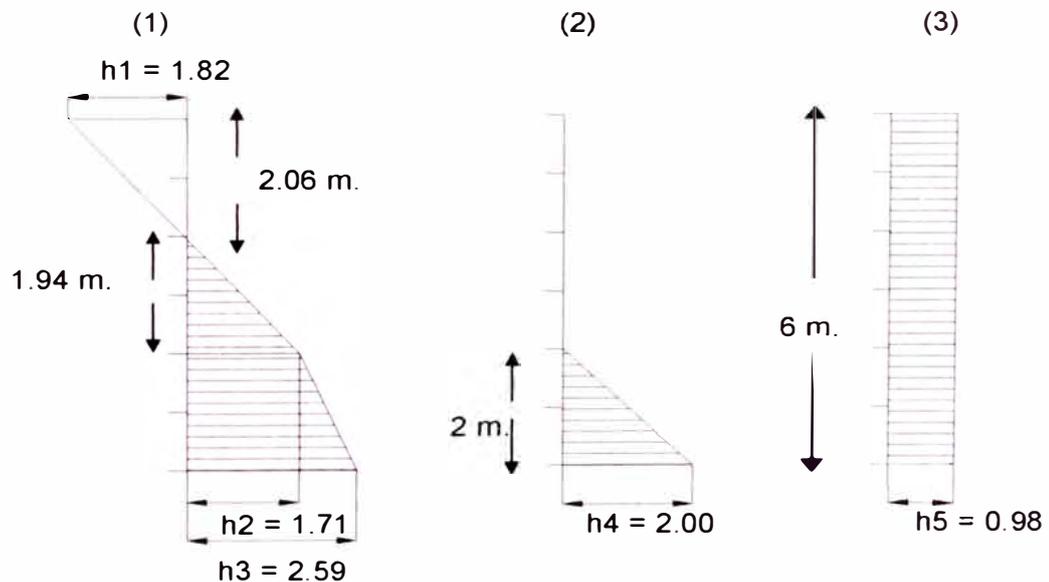


Figura (32)

$$h_0 = 2 \times C_U / \gamma / (K_a)^{1/2} = 2 \times 1.30 / 1.80 / (0.49)^{1/2} = 2.06$$

$$h_1 = 2 \times C_U \times (K_a)^{1/2} = 2 \times 1.30 \times (0.49)^{1/2} = 1.82$$

$$h_2 = K_a \times \gamma \times H - 2 \times C_U \times (K_a)^{1/2} = (0.49) \times (1.80) \times (4.00) - 2 \times (1.30) \times (0.49)^{1/2} = 1.71$$

$$h_3 = K_a \times \gamma \times H - 2 \times C_U \times (K_a)^{1/2} + K_a \times (\gamma_{sat} - 1) \times (H - h)$$

$$= (0.49) \times (1.80) \times (4.00) - 2 \times (1.30) \times (0.49)^{1/2} + (0.49) \times (1.9 - 1) \times (6.00 - 4.00)$$

$$= 2.59$$

$$h_4 = \gamma_w \times (H - h) = 1.00 \times (6.00 - 4.00) = 2.00$$

$$h_5 = K_a \times q = 0.49 \times 2.00 = 0.98$$

$$\text{Diagrama 01: } 0.49 \times 1.80 \times 4^2 / 2 - 2 \times 1.30 \times (0.49)^{1/2} \times 2.06 / 2 = 5.19 \text{ tn/ml.}$$

$$(1.71 + 2.59) / 2 \times 2.00 \times 2.00 / 2 = 4.30 \text{ tn/ml.}$$

$$\text{Diagrama 02: } 1.00 \times 2.00 \times 2.00 / 2 = 2.00 \text{ tn/ml.}$$

$$\text{Diagrama 03: } 0.49 \times 6.00 \times 2.00 = 5.88 \text{ tn/ml.}$$

ESFUERZO ACTIVO TOTAL = 17.37 tn/ml.

Carga del anclaje por metro lineal del muro: Condiciones de equilibrio.

$$T_d \times \cos(\alpha) = F_S \times E_a$$

$$T_d = \frac{F_S \times E_a}{\cos(\alpha)}$$

Donde:

$$T_d = \text{Carga de diseño del anclaje (Tn/ml.)}$$

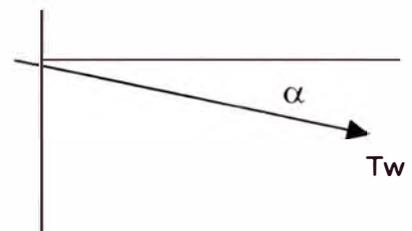
$$F_S = \text{Factor de seguridad} = 2.00$$

$$E_a = \text{Empuje activo (Tn/ml.)}$$

$$\alpha = \text{Angulo de inclinación respecto la horizontal.}$$

$$T_d = \frac{2.00 \times 17.37}{\cos(15^\circ)}$$

$$T_d = 35.06 \text{ Tn/ml.}$$



Considerando 3 líneas de anclajes y espaciados entre ellos 3.00 metros, la capacidad de carga para cada anclaje es:

$$T_d = \frac{3.00 \times 28.66}{3} \cong 35 \text{ Ton/anclaje.}$$

$$T_d = 35 \text{ Ton/anclaje.}$$

V.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

Los anclajes tensados, tienen que tener la capacidad de tomar y resistir con garantía el peso de la masa a deslizarse y la fuerza de fricción que se produce en la superficie de falla. Es necesario la verificación de varias estabilidades para el sistema estructura-carga-terreno, con el propósito de determinar la ubicación y tamaño de esta masa de tierra deslizante, para constatar que el sistema ofrece suficiente factor de seguridad.

Para los análisis de estabilidad de las zonas críticas realizadas en la verificación del diseño del proyecto antes de la construcción, se han empleado el programa STBLM de la Universidad de Purdue-USA., utilizando los métodos rigurosos de Bishop simplificado, para las superficies circulares, y de Jambu para las superficies irregulares y planas.

Para los análisis de estabilidad son consideradas las situaciones del modelo geomecánico que se definieron de los sondeos de investigación, considerando las fuerzas de anclaje, sobrecarga en la carretera, coeficientes sísmicos y drenajes profundos, y considerando factores de seguridad mínimos de 1.5 para análisis estático y 1.10 para análisis pseudo-estáticas.

Para el ejemplo ilustrativo de la Pantalla de la Zona Crítica N°14 - Panel E el análisis de estabilidad del talud lo realizaremos de acuerdo al modelo geomecánico ilustrado en la Lámina 08 de la página 247 del anexo N° 01, utilizando el programa SLOPE/W FOR SLOPE STABILITY ANÁLISIS Versión A4. del CISMID-UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, con los siguientes parámetros:

Parámetros Geotécnicos:

Material	Densidad natural γ_t Tn/m ³ .	Cohesión Tn/m ² .	Angulo fricción (°)
Suelo	1.8	1.3	20
Roca 1	2.5	1.3	32
Roca 2	2.5	1.3	32

Parámetros sísmicos:

- Aceleración vertical 0.05 g.
- Aceleración horizontal 0.15 g.

Parámetros de Anclajes:

- $\frac{35 \text{ Ton/anclaje}}{3.0 \text{ ml/anclaje}} = 11.67 \text{ Ton/ml}$.
(Fuerza de anclaje equivalente por nivel y por metro lineal de muro).
- Angulo de inclinación del anclaje 15°.
- Longitud de anclaje será lo mismo adoptado en el diseño para cada caso analizado en el estudio.

Verificaremos que la superficie de falla no corte al anclaje en su longitud de adhesión en ninguno de los niveles y elegir un factor de seguridad que garantice la estabilidad de la estructura a largo plazo.

V.4.A. Resultado y Evaluación del Análisis de Estabilidad.

CUADRO N°04

	CASO I	CASO II	CASO III	CASO IV
Método de análisis	Jambu	Jambu	Bishop Simplificado	Bishop Simplificado
Factor de seguridad	1.501	1.585	1.687	1.999

Ver láminas 15, 16, 17 y 18 del anexo N°02 donde se muestran las salidas de computo de los resultados del análisis de estabilidad para los CASOS I, II, III y IV donde se ve las superficies de fallas más desfavorables para cada caso.

- CASO 01

Corresponde a un análisis con búsqueda automática de superficies de falla con el método de Jambu de forma irregulares, Las longitudes libres de cada nivel de anclajes (hasta el inicio de los bulbos de anclaje) es como se indica:

Nivel 1 = 6.5 m.

Nivel 2 = 7.5 m.

Nivel 3 = 8.5 m.

El factor de seguridad (FS) encontrado es de 1.84, considerado adecuado, pero en el grafico de la lámina 15 del anexo N°02, se observa que los tramos libres de los anclajes quedan cortos, principalmente de las líneas inferior e intermedia, pues la superficie de falla se ubica atrás de las cabezas de los bulbos, motivo por el cual se analizará el caso 02.

- CASO 02

Este caso mantiene todas las condiciones del caso 01 con el método de Jambu a excepción de las longitudes de los tramos libres de los anclajes, que fueron adoptados iguales a 8.50 m. es decir:

Nivel 1 = 8.5 m.

Nivel 2 = 8.5 m.

Nivel 3 = 8.5 m.

El factor de seguridad FS resultó 1.89, pero se observa que la longitud mínima (a partir del muro) de los anclajes de las líneas intermedia y superior deben ser más grandes que lo adoptado, pues los bulbos son interceptados por la superficie de falla.(ver lámina16 del anexo N°02).

- CASO 03

Se analizó una situación totalmente igual a la del caso 02, cambiando a una búsqueda automática de superficie de forma circular por el método de Bishop

simplificado. El FS resultante fue de 2.39, verificándose que para la superficie circular de falla los anclajes superiores son de longitud insuficiente, motivo por el cual se realizó el análisis del caso 04. (ver lámina 17 del anexo N°02).

- CASO 04

Este caso mantiene todas las condiciones del caso 03, excepto por la longitud de los tramos libres de los anclajes, que son:

- Nivel 1 = 6.5 m.
- Nivel 2 = 8.5 m.
- Nivel 3 = 10.5 m.

El factor de seguridad encontrado fue 2.05 verificándose que la superficie de falla no corta los bulbos de anclaje, por lo que se puede concluir que este análisis de estabilidad es plenamente satisfactoria. (ver lámina 18 del anexo N°02).

En los informes del análisis de la revisión de diseño de las placas ancladas en las zonas críticas efectuadas en la etapa de revisión del proyecto previo a las construcciones, se presentan el análisis de estabilidad del sistema a estabilizar para cada zona crítica, los cuales son presentadas en los anexos que a continuación detallamos:

CUADRO N°05

DESCRIPCION	ANEXO N°	PAGINA
Pantalla Anclada en Zona Crítica N° 09	03	289
Pantalla Anclada en Zona Crítica N° 10	04	304
Pantalla Anclada en Zona Crítica N° 12	05	324
Pantalla Anclada en Zona Crítica N° 13B	No presentado	-
Pantalla Anclada en Zona Crítica N° 13CI	No presentado	-
Pantalla Anclada en Zona Crítica N° 13CII	No presentado	-
Pantalla Anclada en Zona Crítica N° 14	06	337
Pantalla Anclada en Zona Crítica N° 15	07	367
Pantalla Anclada en Zona Crítica N° 16	08	382

V.5 CABLES DE ACERO

La selección del grado de acero no sólo depende de la sollicitud de carga, sino también requiere de la ductibilidad del acero a la flexión. El acero es el componente principal del anclaje en cantidades determinadas por el diseño, es el material que más se acerca a la hipótesis de diseño, puesto que cumple con la ley de Hooke, hasta esfuerzos relativamente altos, esta propiedad de deformación sin fallar bajo esfuerzos elevados se conoce como ductilidad.

V.5.A Propiedades Química del Acero.

Es necesario conocer las propiedades químicas del acero, para así estar seguros que el acero responderá a las exigencias del servicio para el cual se está diseñando.

El acero está compuesto en su totalidad por el hierro en un porcentaje aproximadamente de 98%, otros elementos que componen el acero en cantidades pequeñas deben presentarse en porcentajes adecuados para garantizar la calidad de acero, lo cual se sabrá realizando un análisis químico, dichos porcentajes deben fluctuar entre:

– Carbono (C)	0.60 - 0.80 %
– Manganeso (Mn)	0.40 - 0.80 %
– Silicio (Si)	0.05 - 0.38%
– Fósforo (P)	0.15 - 0.19 %
– Azufre (S)	0.017 - 0.021 %

V.5.B Propiedades Físico - Mecánicas del Acero.

Estas propiedades se pueden obtener directamente de la curva esfuerzo - deformación. Las propiedades de resistencia características del acero son:

- Resistencia a la rotura (tensión máxima del acero).
- Resistencia a la Fluencia al 1% de extensión.
- Módulo de Elasticidad.

La resistencia a la rotura representa el máximo esfuerzo a tracción del acero sin llegar a la rotura, es el que se asume en general como la tensión máxima del acero, mientras que la resistencia a la fluencia representa el límite de fluencia, en el cual el acero experimenta un incremento de deformación sin ningún incremento de carga, los procedimientos de diseños elásticamente están basados en el valor de la fluencia.

La resistencia a la rotura es el máximo valor del esfuerzo que el acero soporta en tracción sin fallar, que se define entonces como la tensión máxima del acero (ver figura N°34 de la página 76). Refiriéndose a la misma figura se tiene el punto FP en el que existe una deformación permanente del 0.1 % después del destensionamiento, este punto es llamado límite elástico aparente al 0.1 %, el cual se obtiene trazando una paralela a la tangente de la deformación lineal.

El punto LP de la misma figura, es el límite de la proporcionalidad en el cual el acero se comporta elásticamente, en cuyo tramo su propiedad es el módulo de elasticidad, el cual es una constante determinado por la pendiente de esa parte rectilínea.

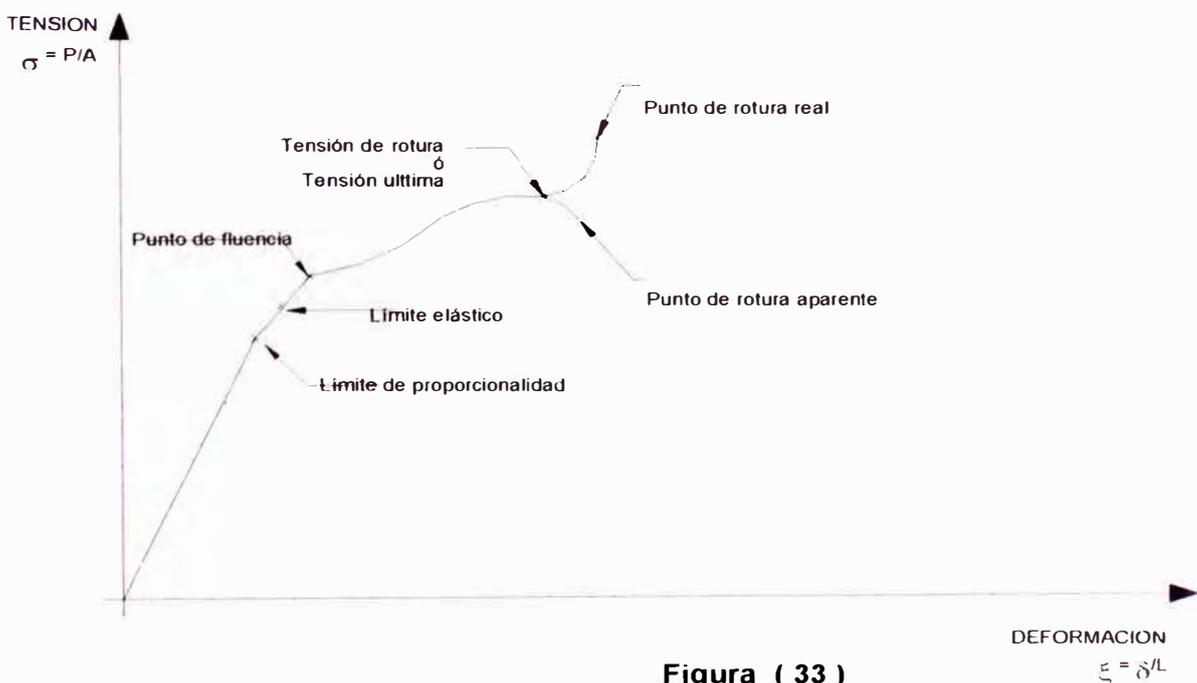


Figura (33)

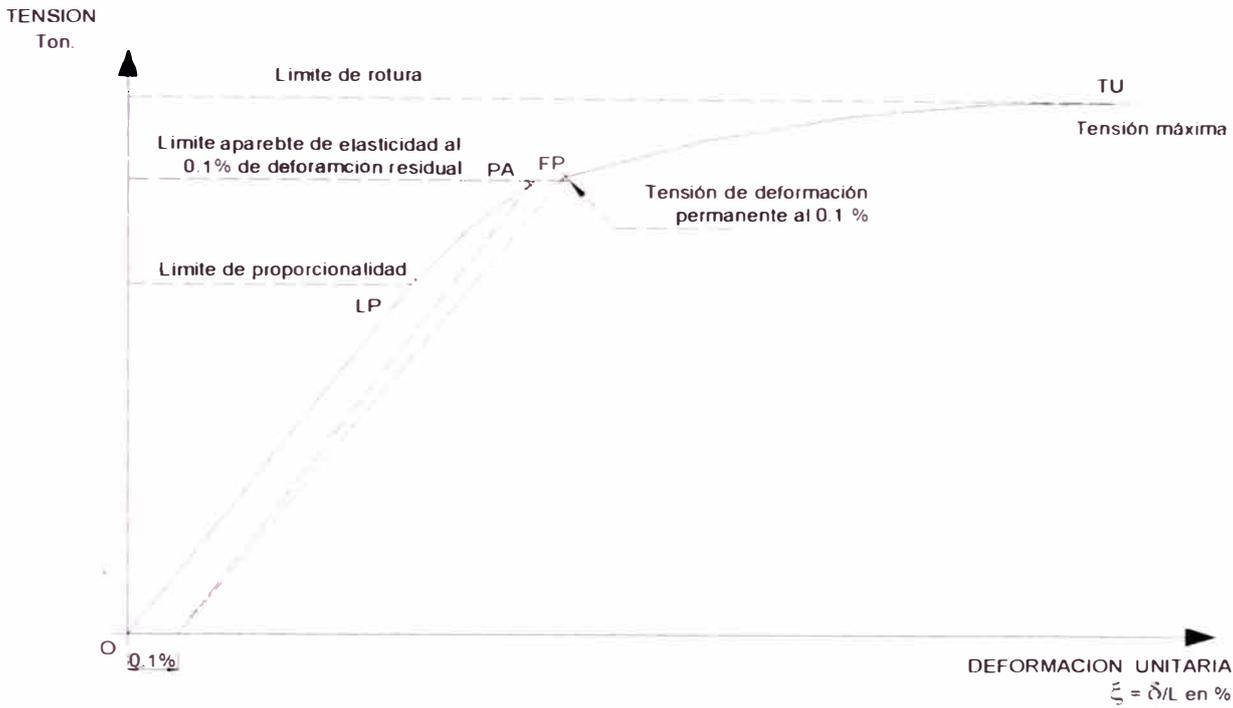


Figura (34)

IV.5.C Determinación del Cable de Acero.

La selección del diámetro depende de la sección necesaria para llevar las cargas sobre el anclaje y el posible diámetro de perforación, frecuentemente esta relación no es especificada. Para el proyecto se tomó aceros de diámetro ϕ 1/2" de grado 270 K cuyas características físicas y químicas se muestran en el anexo N°01, esto es debido a que el ejecutor de obra tiene experiencias de trabajos de anclajes compuestos con este tipo de aceros.

Del anexo N°01 a continuación se detalla las características químicas y físicas del acero elegido.

- Fabricante : COMPAÑÍA SIDERURGICA ALTO CARBONO S.A. de C.V. QUERETARO - MÉXICO.
- Lote : R - 2 - 055 - 060.
- Grado : 270 K de baja relajación.
- Especificación : ASTM - A - 416 - 85.

- Diámetro 1/2" (12.70 mm).
- Area nominal 0.9939 cm².
- Tensión promedio a la fluencia al 1% 17,412 Kgs.
- Tensión promedio a la rotura 19,204 Kgs.
- Modulo de Elasticidad 29.26 x 10⁶ psi.
2,045,000 kg/cm².
- Contenido de Carbono 0.820 %.
- Contenido de Magnesio 0.750 %.
- Contenido Silicio 0.240 %.
- Contenido de Fósforo 0.004 %.
- Contenido de Azufre 0.006 %.

Calcularemos la cantidad de Acero ϕ 1/2" para el proyecto.

Se debe cumplir $T_a < 0.90 \times T_f \times A_t$

De pruebas experimentales sabemos que $T_f = 0.90 \times T_r$

Donde:

T_a : Tensión máxima aplicada.

T_f : Tensión a la fluencia al 1%.

A_t : Area total del acero.

T_r : Tensión de rotura.

Las tensiones que se aplicarán al anclaje son:

Tensión de diseño 35 Ton.

Tensión recibimiento 50 Ton. (ver ensayo de recibimiento pag. 126).

Tensión calificación 60 Ton. (ver ensayo de calificación pag. 126).

$$60,000 < 0.90 \times 17,412 \times N \times 0.9939$$

$$N < 3.85.$$

Por lo que tenemos 4 ϕ 1/2" grado 270 K.

El acero elegido (grado 270) tiene que ser capaz de soportar holgadamente los esfuerzos que se aplicarán en ellos, como son las tensiones de diseño, las tensiones de recibimiento y calificación.

Comprobando su esfuerzo a la rotura:

$$T_a < 0.90 \times T_f \times A_t$$

$$60,000 < 0.90 \times T_f \times 4 \times 0.9939$$

$$T_f > 16,886.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$0.90 T_r > 16,886.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$T_r > 16,886.2/0.90$$

$$T_r > 18,762.40 \text{ Kg/cm}^2.$$

El acero grado 270 K tiene una Tensión de rotura 19,000 Kg/cm². por lo que la sección elegida cumple. También se debe de verificar que las propiedades químicas sean las adecuadas para garantizar que el elemento soporte las cargas de trabajo sin desgaste excesivo a las acciones abrasivas y al maltrato.

Elemento	Mínimo	Acero elegido (Alto Carbono)	Máximo	Observación
Carbono (C)	0.600 %	0.820 %	0.820 %	OK
Manganeso (Mn)	0.400 %	0.750 %	0.800 %	OK
Silicio (Si)	0.050 %	0.240 %	0.380 %	OK
Fósforo (P)	0.150 %	0.004 %	0.190 %	OK
Azufre (S)	0.017 %	0.006 %	0.021 %	OK

Los anclajes de cuatro cables de 13 mm. de diámetro, tienen las siguientes características:

- Sección nominal = 394.8 mm.
- Carga de Rotura = 74.90 Ton.
- Carga de fluencia = 67.40 Ton.

V 6 PROFUNDIDAD DEL ANCLAJE.

La profundidad de los anclajes se determina dando la prioridad a la experiencia ponderada, un acortamiento en la profundidad no aportaría sino una ínfima economía a cambio de un aumento peligroso de inestabilidad del sistema. Si existe una duda en el cálculo, se les alarga, salvo que la geología del lugar imponga su punto de anclaje.

La superficie de falla es un punto de partida para el calculo de la longitud del anclaje, experimentalmente es la sumatoria de la longitud libre más la longitud de adhesión.

Se debe tener en cuenta los criterios que se indican a continuación para la estimación de la longitud del anclaje:

- Aún no se conoce muy bien como trabaja un empotramiento de inyección, por lo que es necesario considerar un factor de seguridad.
- Las características mecánicas del terreno es una estimación y no es una parámetro determinante.
- Es relativamente difícil ejecutar un buen anclaje.

V.6.A. Longitud Libre.

Se deben tener los criterios:

- La longitud libre del anclaje es el resultado de la geometría ponderada del modelo geomecánico adoptado.
- La longitud libre resultante, está determinada por el sistema estructura-anclaje-terreno del resultado del análisis de estabilidad.
- La ubicación de estratos estables existentes en el terreno, en la cual la carga será transferida para estabilizar el estrato inestable.
- La dimensión del bloque o masa que está limitada por las juntas, las que deberán ser estabilizadas en su posición.
- La carga que será transmitida al terreno, que permite una deformación elástica de los cables.

Del análisis de estabilidad, el caso 04 fue el más favorable obteniéndose las siguientes las longitudes libres para cada nivel (ver lámina 18 del anexo N°02):

Nivel 1	=	6.5 m.
Nivel 2	=	8.5 m.
Nivel 3	=	10.5 m.

V.6.B. Longitud de Adhesión.

Esto es determinado por la experiencia y varía entre 4 m. a 10 m. dependiendo del tipo de terreno, la cual se puede diferenciar a tres tipos de terrenos:

- Materiales Compactos, son rocas sólidas con altos módulos de elasticidad, que pueden soportar altas cargas en condiciones seguras, las que pueden aumentarse utilizando un equipo de perforación e inyección conveniente, pues la idea es lograr una perforación con paredes altamente rugosas para que la inyección se adhiera fuertemente.
- Suelos no cohesivos, en donde la relación entre la longitud de adhesión y la carga, de trabajo depende de la densidad y granulometría del suelo, la figura N°35 de la página 82 muestra la evaluación realizada para estos suelos, donde muestra la relación entre la carga de trabajo, la longitud de adhesión para cada tipo de suelo según su granulometría y densidad.

Estos suelos son favorables para soportar altas cargas de tensión, sólo si la longitud de adhesión es empotrada por altas presiones de inyección en el suelo permeable.

- Suelos cohesivos, estos suelos limitan la carga de aplicación por su baja permeabilidad, lo cual no permite realizar una inyección conveniente para lograr una adhesión óptima.

En estos suelos las cargas de anclaje dependen grandemente de las características del suelo, índice plástico, índice de consistencia. En estos suelos el

empotramiento se mejora a través de post-inyecciones, las que incrementan considerablemente la fricción entre el cuerpo de inyección y el suelo.

Para macizos rocosos y algunos tipos de suelos se tiene la siguiente relación para determinar las características de la longitud de adhesión teórica del anclaje:

$$T_w = \frac{A_c \times \pi \times D_e \times L}{S}$$

T_w	Carga de trabajo por anclaje del tirante. (Ton.)
S	Factor de seguridad (típico entre $2 < S < 3$).
D_e	Diámetros efectivo del taladro (cm.) = $0.90 \times$ (Diámetro de perforación)
A_c	Capacidad de anclaje (Kg/cm ² .)
L	Longitud de anclaje confinado (cm.)

A continuación se muestran algunos valores de con carácter ilustrativo de la capacidad de anclaje de bulbos inyectados en distintos tipos de material:

CUADRO N° 06

Tipo De Material	Capacidad de anclaje Específico (A_c Kg/cm ²)
1.- Roca duras (RQD > 70% granito, gneis, caliza).	10 a 25
2.- Rocas intermedias (RQD < 70%)	3 a 10
3.- Grava y arena gruesas.	7 a 10
4.- Arena medias y finas.	3 a 6
5.- Arcilla con resistencia a compresión simple. (q_u).	
> 4 Kg/cm ²	> 8
1 a 4 Kg/cm ²	4 a 8
0.5 a 1 Kg/cm ²	2.5 a 4

Esta tabla fue recogida del libro GEOTECNIA Y CIMIENTOS III segunda parte: Cimentaciones Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia – José Antonio Jiménez Salas. Editorial Rueda-Madrid. Pagina 1151.

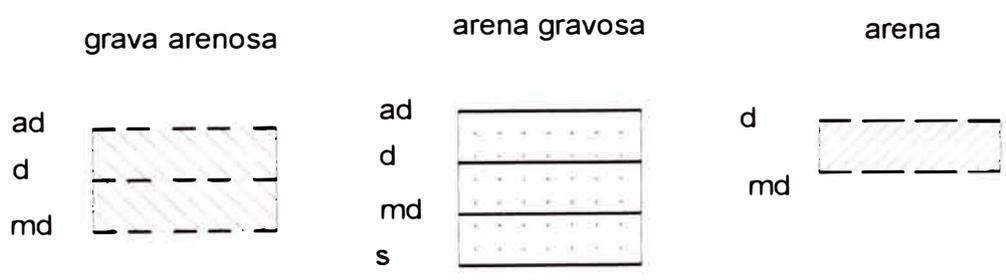
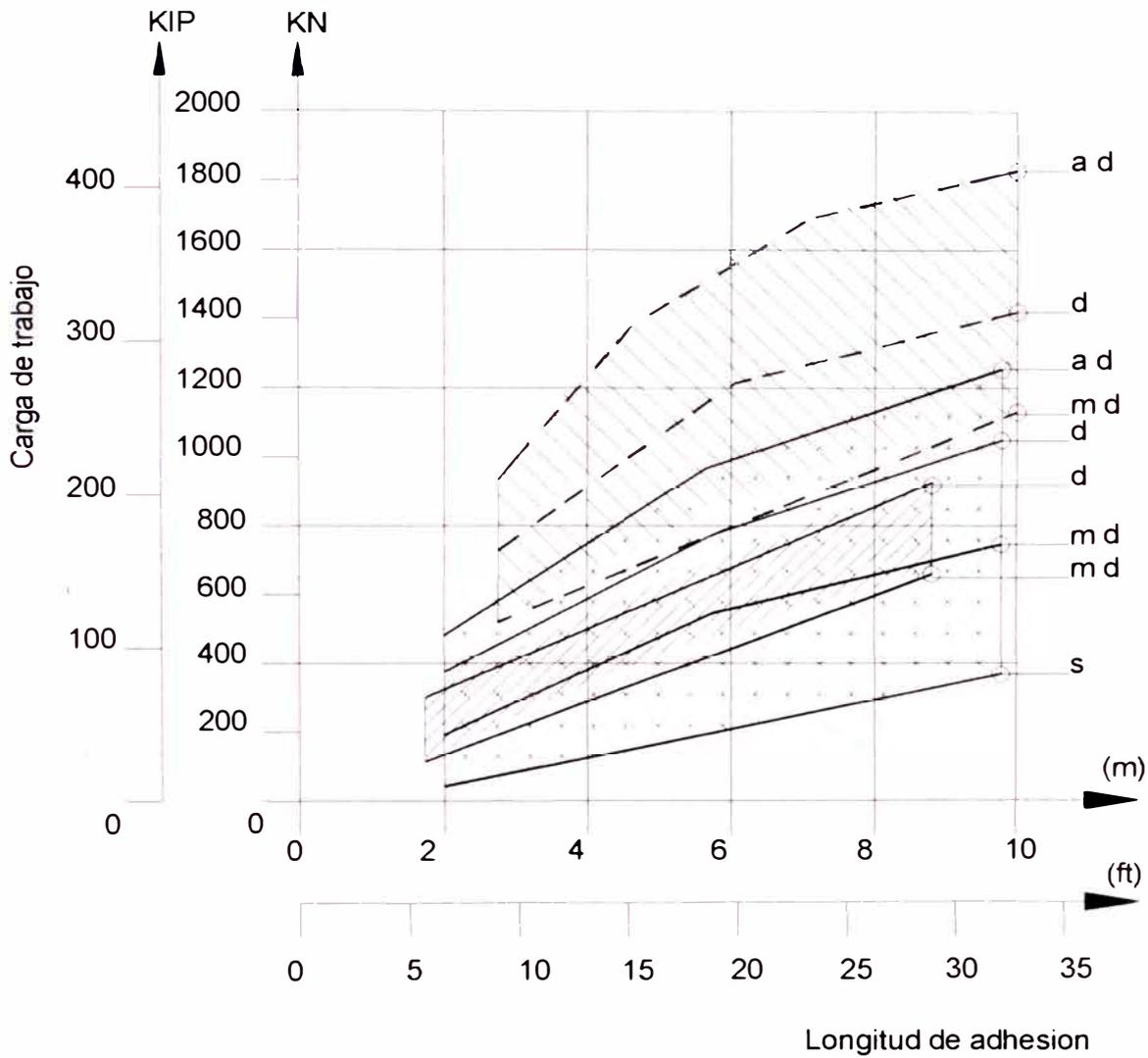


Figura (35)

El empotramiento de la longitud de adhesión de los anclajes para nuestro ejemplo ilustrativo de la Pantalla Anclada de la zona crítica N° 14 - Panel E se analizará de acuerdo a la capacidad de resistencia al cizallamiento (adherencia) entre el contacto roca-lechada, pues estas trabajarán empotradas en dos tipos de rocas.

Roca 1: Caliza gris extremadamente fracturada y alterada (Q.R.D.=0).

Roca 2: Caliza fresca de poco a medianamente fracturada (Q.R.D.= 45 a75%).

$$P_t = \frac{A_c \times \tau \times D_e \times L}{S}$$

P_t	35 Ton.
S	3 debido a la mala calidad del macizo rocoso.
D_e	0.90 x 4 "
A_c	Del cuadro N° 06 de la página 81 y de acuerdo al tipo del medio circundante al bulbo de anclaje tomamos el valor 8
L	Longitud de adhesión.

$$\begin{aligned}
 &= \frac{P_t \times S}{A_c \times \tau \times D_e} \\
 &= \frac{3 \times 35 \times 1000}{8 \times 3.14 \times 0.90 \times 10.16} \\
 &= 457 \text{ cm.} \\
 &= 4.60 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

La longitud de adhesión se determina considerando la longitud de adhesión calculada más un porcentaje de sobre dimensionamiento por nivel debido al proceso constructivo, de los cuales se obtiene los siguientes resultados:

Nivel 1 =	1.10 x 4.60 = 5.0 m.
Nivel 2 =	1.20 x 4.60 = 5.5 m.
Nivel 3 =	1.30 x 4.60 = 6.0 m.

LONGITUD TOTAL DE ANCLAJE.

CUADRO N° 07

LINEA	LONGITUD LIBRE	LONGITUD ANCLADA	TRAMO PARA TENSADO	LONTIDUD TOTAL
Inferior	6.50 m.	6.0 m.	1.0 m.	13.5 m.
Intermedia	8.50 m.	5.5 m.	1.0 m.	14.5 m.
Superior	10.50 m.	5.0 m.	1.0 m.	16.5 m.

V.7 CABEZAL DE ANCLAJE.

La elección de una cuña segura dependerá de la intensidad de la carga de trabajo de los anclajes y las condiciones de soporte. Los accesorios de la cuña de anclaje deberán considerar el ángulo de inclinación de los cables con respecto a la horizontal, de tal manera que la barra no esté sujeta a momentos flectores a causa de un des-alineamiento de los cables en el tramo del tensionamiento.

Las condiciones de soporte es decir la estructura de apoyo, también mandan la necesidad para compensación de algún ángulo entre la cuña y la superficie de soporte. Si esto no se considera puede resultar en una sobrecarga para los cables y la cuña, para evitar estos casos se usan platos ovalado los cuales logran compensar el ángulo de inclinación con que llegan los cables para evitar este momento flector.

La plancha de la cuña el que se denomina cabezal del anclaje deberá tener perforaciones para el pasaje de los cables, este cabezal debe ser de un espesor tal que cuando se produzca el tensionamiento de los cables no se produzcan deformaciones en exceso.

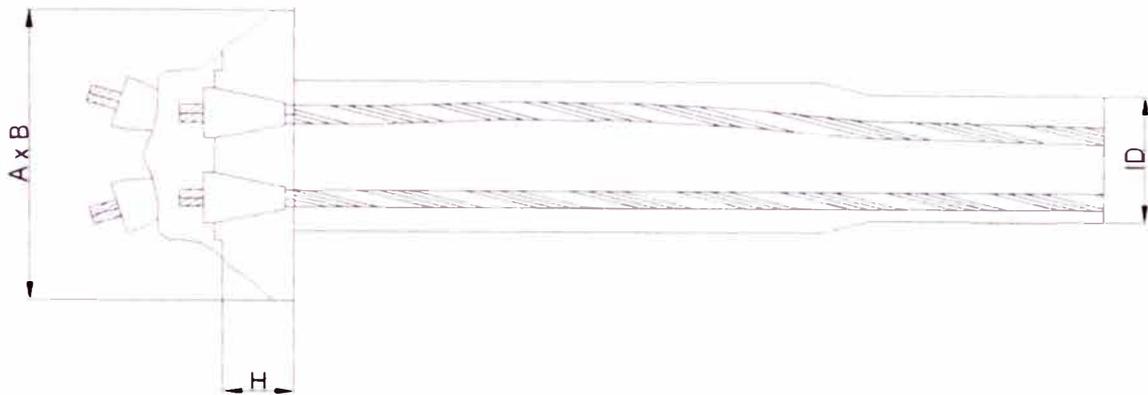


Figura (36)

CUADRO N° 08

Combinación de Cuña		Tamaño cables		3-0.60" a 4-0.50"	4-0.60" a 5-0.50"	4-0.60"	5-0.60" a 7-0.50"	6-0.60" a 8-0.50"	7-0.60" a 9-0.50"
		pulg.	mm.	6.5	6.5	6.5	7.0625	7.0625	7.875
A	pulg.			7 5/16	7 5/16	9 7/8	8 1/4	9 7/16	9 7/16
	mm.			185	185	251	210	240	240
B	pulg.			1 5/8	1 5/8	2	1 9/16	1 3/4	1 3/4
	mm.			41	41	51	40	44	44

Este cuadro fue tomado de la revista DYWIDAG POST-TENSIONING SYSTEM página 07. El cuadro muestra las dimensiones recomendables en cuanto a los anchos y espesor de la cuña de anclaje que están en función de los tendones, estos valores son referenciales y están sujetos a cambios.

CAPITULO VI

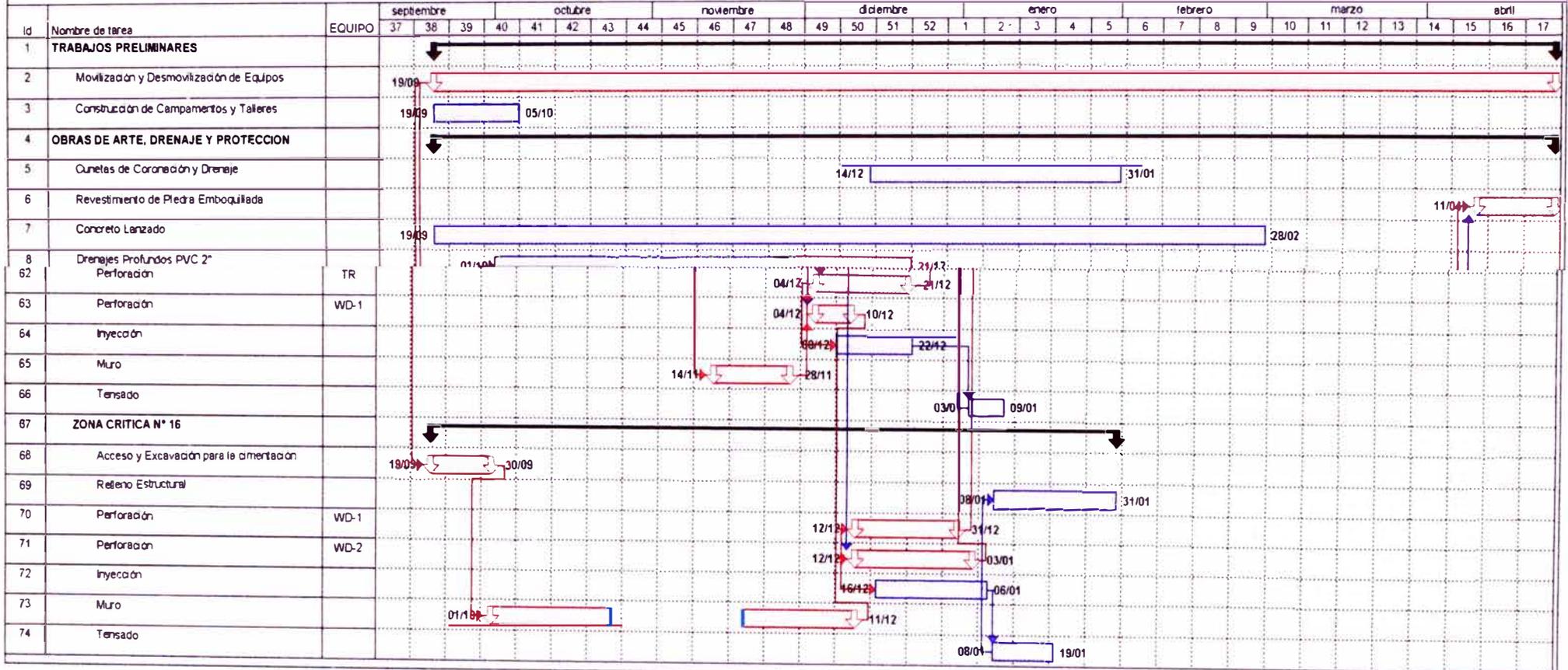
ETAPA EJECUTIVA DE LAS PANTALLAS ANCLADAS.

A continuación describiremos la secuencia ejecutiva de los trabajos para la construcción de las pantallas ancladas:

- Revisión de conformidad del proyecto.
- Trabajos preliminares.
- Preparación del terreno a estabilizar.
- Construcción de accesos a la zona de obra.
- Excavación de la cimentación.
- Ubicación y perforación de los anclajes.
- Montaje de los anclajes.
- Instalación de anclajes.
- Inyección de las perforaciones.
- Habilitación y colocación de las armaduras de refuerzo para el concreto de las pantallas de apoyo.
- Habilitación y colocación de encofrados de las pantallas de apoyo.
- Vaciado de concreto de las pantallas de apoyo.
- Tensado de los anclajes.
- Sello de la parte activa del anclaje, por medio de cabezal de protección.
- Obras de arte y protección.

En la lámina 04 de la página 87, se muestra el programa de actividades para la construcción de las pantallas ancladas en todas las zonas críticas del proyecto.

OBRA : PANTALLAS ANCLADAS EN ZONAS CRITICAS DE LA CARRETERA HUANUCO TINGO MARIA



207

VI.1 REVISIÓN DE CONFORMIDAD DEL PROYECTO.

Antes de iniciar los trabajos de construcción se realizó una revisión de conformidad del proyecto verificando los cálculos de estabilidad en cada zona crítica donde se ha proyectado pantalla anclada sobre la base de los sondeos de exploración previamente ejecutados. Esta revisión del proyecto verificó los metrados referentes a las longitudes de perforación, longitud del bulbo de anclaje, empleo de línea de revestimiento, tramo de cimentación, longitud de cable para el anclaje y mayor volumen de inyección, dando como resultado gran variación entre los metrados obtenidos por la verificación del diseño y el diseño del proyecto y como consecuencia la existencia de presupuestos adicionales.

La metodología de la perforación para los sondeos de exploración se determinó por el tipo de material rocoso o material suelto que se encontró en los puntos de sondeos, las que determinan la calidad de la roca

R.Q.D. =	0%	material suelto.
R.Q.D. <	70%	roca fracturada.
R.Q.D. >	70%	roca maciza.

Una masa rocosa con un R.Q.D. = 0% indica la persistencia de fracturas abiertas, presentando espaciamientos muy próximos < 20 mm., los cuales requieren una mayor cantidad de lechada para su consolidación, en un macizo que tiene un R.Q.D. > 70% los espaciamientos de fractura puede variar entre 20 a 60 cm.

Para el caso de clasificación de rocas debe ceñirse a la clasificación según método Brown 1981 que a continuación detallamos:

CLASIFICACION MODIFICADA DE LA ROCA

(BROWN 1981)

CUADRO N° 09

Clase	Resistencia Compresiva de la roca intacta o pared de la discontinuidad	Grado de intemperismo	Espaciamiento de las discontinuidades	Descripción
I	Roca muy débil (< 5 Mpa)	Completamente alterado	Extremadamente próximos espaciamiento (< 20 mm.)	Roca intemperizada
II	Roca débil (5 – 25 Mpa)	Altamente alterado y presencia de roca descolorida	Espaciamiento muy próximo (20 – 60 mm.) Resistencia cohesiva es más importante que clase I	Roca intemperizada
III	Roca medianamente consistente (25 – 50 Mpa)	Considerable material de roca, intemperismo a lo largo de las discontinuidades	Espacios cerrados (60 – 200 mm.) Superficie de puntos firmes hecho con golpe de martillo	Roca débil
IV	Roca fuerte Consistente (50 – 100 Mpa)	Moderado material de roca Intemperismo a lo largo de las discontinuidades	Espaciamiento moderado (20 – 60 cm.) masa de roca en bloques y tubular	Roca medianamente fuerte
V	Roca muy fuerte (100 – 250 Mpa)	El material de roca es ligeramente intemperizada	Espaciamiento amplio (0.60 – 2 m.) Roca masiva de abertura cerrada	Roca fuerte a extremadamente fuerte
VI	Roca extremadamente fuerte (250 > Mpa)	Material de roca fresca y no presenta signos de intemperización	Espaciamiento muy amplio (> 2 m.) abertura bien cerrada	Roca extremadamente fuerte

En los registros de las perforaciones de sondeos de investigación deberán anotarse los siguientes datos de campo:

- Numeración del hueco de perforación.
- Ubicación de la perforación (Columna y nivel).
- Tipo y diámetro de perforación.
- Elevación del suelo.
- Profundidad final del hueco.
- Niveles de agua.
- Descripción y estado de la naturaleza rocosa ó del suelo.
- Porcentajes de recuperación de testigos y R.Q.D.
- Un registro de las observaciones del operario de perforación sobre el avance de trabajo, así como el tipo de barrena y también datos como la velocidad de rotación de la barrena.
- Resultados de la prueba de presión de agua.

Los sondajes de investigación se realizaron con operarios calificados, los que recuperaron las muestras en cajas de madera debidamente preparadas, colocando en esta caja en correcta secuencia de la extracción de los testigos. El testigo en el fondo de cada línea recuperada es marcado, cuando el testigo no es recobrado en forma completa en un tramo, bloques de madera de sección cuadrada serán colocados en reemplazo de estos en el mismo tamaño de los testigos no recobrado, sin perder las muestras del testigo que no su puedo recuperar íntegramente.

VI.1.A. Conclusiones Geotécnicas de la Revisión de Conformidad del Proyecto

A continuación detallaremos las conclusiones geotécnicas de los sondeos de investigación en cada zona crítica del proyecto, para tener una idea de las condiciones geomorfológicas reales de las zonas críticas, las cuales fueron realizadas para la verificación del diseño.

Zona crítica N° 09:

El origen de la zona crítica se establece por huaycos provenientes de la quebrada adyacente, lo que provocó que el agua discurriera por la calzada y cunetas, dando lugar a derrumbes en la estructura misma de la vía, por tratarse de estratos heterogéneos con afloramientos rocosos completamente intemperizados y fracturados.

Debido a estos fenómenos destructivos la plataforma de la vía falló quedando en un ancho de vía de 2.4 metros, generando un punto crítico en la vía de tránsito de la carreta.

Las alternativas de solución para esta zona crítica antes del diseño fueron:

- Construcción de un túnel de 300 metros de longitud.
- Construcción de un muro ciclópeo.
- Construcción de una pantalla anclada.

De las alternativas mencionadas se optó por la pantalla anclada, por consideraciones económica y segura, debido a que el túnel representaba un costo de US\$ 1,200,00.00 mientras que el muro ciclópeo era una alternativa económica pero no garantizaba una solución a largo plazo.

Los sondeos de investigación se efectuó en los puntos de los anclajes T-53, T-55, T-60 y T61 alcanzando una profundidad de 15 metros con una inclinación de 15° con respecto a la horizontal, las que muestran una homogeneidad litológica del paquete rocoso investigado, presentándose en este macizo variaciones en el grado de alteración y condiciones de fracturamiento, el representativo del RQD no supera en ningún caso el 20% las que definen la roca de una calidad muy pobre.

La masa rocosa está formada por marga (pizarra calcárea) que superficialmente se presenta alterada y fuertemente fracturada la cual determina una estructura cataclástica originada por un proceso tectónico. El sistema de fracturas es confuso

y no permite determinar sistema de fracturamiento de direcciones preferenciales e inclinaciones que pueden influir en la inestabilidad del talud.

En esta zona crítica N° 09 no se ha observado manifestaciones de agua de origen subterráneo ni superficial.

De las perforaciones de investigación en la zona crítica N° 09 se define la siguiente clasificación geológica:

- Tramo 0.00 a 2.50 metros zona en vacío que será rellenado para formar el nivel de plataforma para la vía.
- Tramo de 2.50 a 12.50 metros presenta marga medianamente alterada y extremadamente fracturada R.Q.D. 0%.
- Tramo de 12.50 a 13.90 metros presenta marga extremadamente fracturada pero poco alterada con R.Q.D. 0%.
- Tramo de 13.90 a 17.50 metros Marga poco alterada y muy fracturada con un R.Q.D. 20%.

De las conclusiones del análisis de estabilidad realizadas en la verificación del diseño se llegaron a las siguientes resultados:

CUADRO N° 10

ZONA CRITICA N° 09 KM 483+250 HASTA KM 483+335							
NIVEL	TRAMO LIBRE (m)	TRAMO ANCLADO (m)	LONG. PERF. (m)	TRAMO TENSADO (m)	LONGITUD ANCLAJE (m).	N° ANCLAJES	PARCIAL NIVEL (m)
1	11.0	6.0	17.0	1.0	18.0	26	468.0
2	10.0	6.0	16.0	1.0	17.0	21	357.0
3	9.0	6.0	15.0	1.0	16.0	14	224.0
4	8.0	6.0	14.0	1.0	15.0	4	60.0
TOTAL						63	1109.0

Zona crítica N° 10:

Los sondeos de investigación se efectuaron coincidentes con la posición de los anclajes del nivel superior ubicado en el Km 484+946 alcanzando una profundidad de 14.90 metros con una inclinación de 15° con respecto a la horizontal.

Los resultados de los sondeos muestran la homogeneidad litológica del macizo rocoso, el cual está representado por un esquisto micáceo de foliación muy acentuada el mismo que constituye planos de debilidad.

De las perforaciones exploratorias de la zona crítica N° 10 se define la siguiente clasificación geológica:

- Tramo 0.00 a 1.60 metros zona de vacío la que será rellenada posteriormente para la conformación de la plataforma de vía.
- Tramo 1.60 a 6.35 metros conformada por un macizo rocoso de roca metamórfica Gneis fuertemente alterada (grado A3-4) y muy fracturada (grado F4) cuyas superficies de fracturamiento se presentan fuertemente oxidadas. Presenta una foliación micacea de color gris con abundante muscovita. El porcentaje de recuperación de esta zona fue del orden del 40 a 60%.
- Tramo 6.35 a 8.30 metros presenta Gneis con fracturamiento intenso en cuyas superficies se observa presencia de arcillas, con un grado de fracturamiento F3/4 y una alteración A3, con un porcentaje de recuperación de 100% indicando un RQD 30%.
- 8.30 a 13.40 metros presenta roca muy variable con persistencia de Gneis foliado con fuertes fracturamientos conjugado con presencia de arcilla, presentando un grado de fracturamiento F3 y con un grado de alteración A3, cuyo porcentaje de recuperación fue de 60%, arrojando un RQD variable de 0% a 40%.
- Solamente bajo los 13.40 m y hasta el fin de sondeo 14.90 m los grados de fracturamiento y alteración mejoran a F2 y A2 pero el RQD persiste en 40% como máximo

De las conclusiones del análisis de estabilidad realizada en la verificación del diseño se llegaron a los siguientes resultados:

CUADRO N° 11

ZONA CRITICA N° 10 KM 484+940 HASTA KM 484+960							
NIVEL	TRAMO LIBRE (m)	TRAMO ANCLADO (m)	LONG. PERF. (m)	TRAMO TENSADO (m)	LONGITUD ANCLAJE (m)	N° ANCLAJES	PARCIAL NIVEL (m)
1	6.0	6.0	12.0	1.0	13.0	9	117.0
2	8.0	6.0	14.0	1.0	15.0	8	120.0
TOTAL						17	237.0

Zona Crítica N° 12:

El sondeo de exploración fue realizado coincidentes con la posición de los anclajes del nivel superior Ubicado en el Km 490+170 alcanzando una profundidad de 9.60 metros con una inclinación de 15° con respecto a la horizontal.

En un estudio superficial en el tramo Km 490+145 hasta Km 490+180 aproximadamente se observó que el talud por debajo de la carretera presentaba una roca Gnesica, con estricta cobertura de material coluvial. De las perforaciones exploratorias de la zona crítica N° 12 se define la siguiente clasificación geológica:

- Tramo 0.00 a 1.70 metros se ubicará el relleno estructural de la pantalla anclada.
- Tramo 1.70 a 3.15 metros conformado por material coluvial con presencia de gravas angulosas.
- 3.15 a 7.60 metros presenta roca Gnesica fracturada y medianamente alterada (grado de fracturación F2/3 y alteración A3), con un valor de RQD entre 25 a 50%
- 7.60 a 9.00 metros presencia de roca Gneis con menor foliación de color gris claro, algo brechado con fracturamiento F1/2 y alteración A1 mostrando un RQD de 70%.

- 9.0 a 9.6 metros la roca Gneis presenta un fracturamiento de F4 y una alteración A3, aumentado el RQD ponderado de 90%.

De las conclusiones del análisis de estabilidad realizada en la verificación del diseño se llegaron a los siguientes resultados:

CUADRO N° 12

ZONA CRITICA N° 12 KM 490+145 HASTA KM 490+199							
NIVEL	TRAMO LIBRE (m)	TRAMO ANCLADO (m)	LONG. PERF. (m)	TRAMO TENSADO (m)	LONGITUD ANCLAJE (m).	N° ANCLAJES	PACIAL NIVEL (m)
1	8.0	5.0	13.0	1.0	14.0	8	112.0
	5.0	5.0	10.0	1.0	11.0	4	44.0
	7.0	5.0	12.0	1.0	13.0	1	13.0
	6.0	5.0	11.0	1.0	12.0	1	12.0
2	7.0	5.0	12.0	1.0	13.0	5	65.0
	6.0	5.0	11.0	1.0	12.0	1	12.0
	4.0	5.0	9.0	1.0	10.0	2	20.0
	3.0	5.0	8.0	1.0	9.0	1	9.0
3	5.0	5.0	10.0	1.0	11.0	1	11.0
	4.0	5.0	9.0	1.0	10.0	1	10.0
	3.0	5.0	8.0	1.0	9.0	2	18.0
TOTAL						27	326.0

Zona crítica N° 13:

En lo referente a la estabilidad de la zona cabe indicar que se tiene un talud + 60° por encima de la vía y los movimientos de material se relacionan al transporte de sedimentos originados por las avenidas en la temporada lluviosa. Los procesos de movimientos de masas importantes se han presentado en el talud que baja de la

vía hacia el cauce del río Chinchao a consecuencia de la erosión del material detrítico que forma la ladera derecha del río.

El colapso sucesivo del material ha reducido las dimensiones en la plataforma de la vía con el consiguiente existe el peligro de poner fuera de servicio el tránsito vehicular. Los efectos erosivos del río Chinchao en las épocas de avenida adquieren cierta importancia que pueden afectar la estabilidad de la vía con lo consiguiente interrupción del tránsito.

Los sondeos de investigación fueron realizados coincidentes con las posiciones de los anclajes del nivel superior ubicado en el Km 493+045 y 494+650 realizando cuatro puntos de investigación con una longitud de 20.00 metros cada una con una inclinación de 15° con respecto a la horizontal.

En el talud de corte para la plataforma en la vía, el talud que baja hacia el río se observó que el material esta formado de un depósito proluvial que se desarrolla a más de 100.00 metros por encima de la vía. En conjunto del macizo se clasifica como un conglomerado algo compacto, los elementos gruesos están representados por grava en una proporción de 30%, bloques de rocas sub-redondeada de caliza que llega hasta 1.00 metro de diámetro en una proporción de 20% y englobando a estos elementos se tienen una matriz limo-arcillosa en una proporción de 50%. Por las observaciones superficiales se puede estimar que la potencia de esta macizo puede variar entre 10.00 metros hasta algunas decenas de metros donde se alcanzará el basamento rocoso.

El material atravesado por las perforaciones de los sondeos de investigación antes de alcanzar el basamento calcáreo se trataron de depósitos coluvial cuya litología y estructura es muy heterogénea (material coluvial constituido de gravas con bloques de roca de naturaleza diferente entre mezclados con matriz limo-arenosa). La potencia del material adosado al basamento rocoso es variable llegando a alcanzar más de 25.00 metros por lo general. La recuperación de los testigos no es índice que determinan la calidad del conjunto, sólo son

referenciales de bloques aislados, por esta razón no se deben de tener en consideración para la determinación del tramo anclado.

De las conclusiones del análisis de estabilidad realizados en verificación del diseño se llegaron a los siguientes resultados:

CUADRO N° 13

ZONA CRITICA N° 13B KM 492+998 HASTA KM 493+065							
NIVEL	TRAMO LIBRE (m)	TRAMO ANCLADO (m)	LONG. PERF. (m)	TRAMO TENSADO (m)	LONGITUD ANCLAJE (m)	N° ANCLAJES	PARCIAL NIVEL (m)
1	12.0	8.0	20.0	1.0	21.0	23	483.0
2	11.0	8.0	19.0	1.0	20.0	23	460.0
3	10.0	8.0	18.0	1.0	19.0	23	437.0
TOTAL						69	1380.0

CUADRO N° 14

ZONA CRITICA N° 13 C-I KM 494+520 HASTA 494+538.8 KM							
NIVEL	TRAMO LIBRE (m)	TRAMO ANCLADO (m)	LONG. PERF. (m)	TRAMO TENSADO (m)	LONGITUD ANCLAJE (m)	N° ANCLAJES	PARCIAL NIVEL (m)
1	19.0	6.0	25.0	1.0	26.0	8	208.0
2	19.0	6.0	25.0	1.0	26.0	8	208.0
3	19.0	6.0	25.0	1.0	26.0	8	208.0
4	18.0	6.0	24.0	1.0	25.0	8	200.0
5	18.0	6.0	24.0	1.0	25.0	8	200.0
TOTAL						40	1024.0

CUADRO N° 15

ZONA CRITICA N° 13 C-II KM 494+615 HASTA KM 494+675							
NIVEL	TRAMO LIBRE (m)	TRAMO ANCLADO (m)	LONG. PERF. (m)	TRAMO TENSADO (m)	LONGITUD ANCLAJE (m).	N° ANCLAJES	PARCIAL NIVEL (m)
1	18.0	6.0	24.0	1.0	25.0	20	500.0
2	17.0	6.0	23.0	1.0	24.0	20	480.0
3	16.0	6.0	22.0	1.0	23.0	20	460.0
TOTAL						60	1440.0

Zona crítica N° 14:

La finalidad de la placa anclada en esta zona crítica es garantizar la estabilidad del talud bajo la plataforma de la vía, evitando que estos lados soporten la erosión debido a la velocidad del agua que origina fuerzas de tracción especialmente en las épocas lluviosas que se presentan a la zona en los meses de diciembre a abril. El proceso de inestabilidad que viene ocurriendo puede ser considerado como un fenómeno de desprendimiento de fragmentos rocosos de varios tamaños caídos libremente del talud rocoso del flanco derecho del río, estos desprendimiento y deslizamientos se deben a los agentes importantes como son a efecto erosivo del río Chinchao, a la gravedad y agua subterránea.

Los sondeos de investigación que se ha ejecutado en la posición prevista a los anclajes de la línea inferior ha determinado que después de los 4.00 metros iniciales se presenta roca caliza en forma continua en toda la longitud de 15.0 metros que ha llegado el sondeo.

La situación litológica de la zona crítica N° 14, se encuentra definida por caliza con estratificación en dirección casi perpendicular al curso del río y buzamiento o inclinación de 60° a 70° aguas abajo. En forma subordinada y suprayaciendo en

algunos tramos se encuentra material detrítico conformado por una mezcla de elementos granulares y finos compactos. Condiciones estructurales como fallas no se presentan, pero fracturas en diferentes sentidos con relleno de calcita son frecuentes, manifestaciones de agua superficial o subterránea son nulas en toda la longitud del tramo.

Las perforaciones de los sondeos de investigación de la zona crítica N° 14 definieron la siguiente clasificación geológica:

- Tramo 0.00 a 4.00 metros se ubicará el relleno estructural del pantalla anclada.
- Tramo 4.00 a 11.15 metros el macizo es de roca caliza gris, grados de fracturación F4 los que presentan presencia de ciertas oxidaciones, en cuanto a la alteración se puede tomar como A2/3, este tramo presenta un RQD = 0%.
- Tramo 11.15 a 15.15 metros se presenta caliza prácticamente sin alteración A1/2 con un alto porcentaje de recuperación de 90%, la fracturación presente es de F2/3 las cuales están rellenas de venillas delgadas de calcitas. El RQD representativo en este tramo está entre los valores de 45 a 75%.

Los valores del R.Q.D. obtenido se pueden relacionar a dos causas fundamentales:

La dirección de la perforación puede haberse efectuado siguiendo el plano de estratificación que en este caso no permite obtener núcleos representativos de testigos de la roca.

Por los efectos de erosión del río Chinchao, la masa rocosa está en proceso de descompresión natural por el alivio de las presiones las mismas que se manifiesta por las condiciones de fracturación que en el caso presente se considera que el tramo afectado llega hasta la profundidad de los 11.15 metros.

Las rocas calcáreas estratificadas se resquebrajan fácilmente, pero sólo en dirección normal a la estratificación, fácilmente aparecen otras fracturas muchas

de ellas peligrosas. Las calizas cristalinas a menudo se parten según planos cristalinos de la calcita.

De las conclusiones del análisis de estabilidad realizados en la verificación del diseño se llegaron a los siguientes resultados:

CUADRO N° 16

ZONA CRITICA N° 14 KM 494+835 HASTA KM 494+906.25							
NIVEL	TRAMO LIBRE (m)	TRAMO ANCLADO (m)	LONG. PERF. (m)	TRAMO TENSADO (m)	LONGITUD ANCLAJE (m)	N° ANCLAJES	PARCIAL NIVEL (m)
1	10.5	5.0	15.5	1.0	16.5	35	577.5
2	8.5	5.0	13.5	1.0	14.5	35	507.5
3	6.5	6.0	12.5	1.0	13.5	35	472.5
TOTAL						105	1557.5

Zona crítica N° 15:

La evolución de las laderas del río Huallaga viene dado por una morfogénesis fluvial, gravitacional y estructural del macizo rocoso, que han contribuido a un fuerte encajonamiento del valle coadyuvando a la generación de pendientes abruptadas. La fuerte pluviosidad de la zona determina que las laderas tienden a evolucionar libremente por influencia meteorológica que facilita la acción de la gravedad, las aguas en avenidas actúan en forma concentrada produciendo socavación y erosión de los materiales que contribuyen a desestabilizar el equilibrio natural de las laderas. Además por la profundización del cauce del río se origina la descompresión del macizo rocoso por consiguiente fracturación de un espesor importante de roca.

La inestabilidad del talud en el caso presente se encuentra determinado por el deslizamiento del material detrítico poco consolidado del talud aguas debajo de la

vía que va reduciendo el ancho de su plataforma de rodadura limitando el tránsito normal de los vehículos. En los niveles superiores de la ladera los afloramientos de caliza presentan bloques o cuñas de variada dimensión, las que son definidas por fracturas que en muchos casos constituyen superficies potenciales de deslizamientos de masas rocosas de volúmenes importantes (zona ubicada en la margen izquierda y aguas abajo del puente).

Situada en un área de gran sensibilidad pluvial se encuentran depósitos detríticos y formaciones calcáreas, sobre estos materiales el río ha profundizado un valle en la que la dinámica gravitacional de las laderas viene siendo muy activas, manifestada en deslizamientos de masas importantes que afectan la seguridad de la vía. Según la topografía levantada, la zona interesada tiene una longitud de 5.00 metros cuya la berma lateral de la vía se ha deslizado reduciendo el ancho de la misma.

Superficialmente en un perfil levantado desde el nivel del río hasta por encima de la vía los materiales que se observaron son:

Desde el nivel promedio de las aguas del río hasta el nivel del borde de la vía se tiene una ladera de 30° de inclinación conformados por depósitos coluviales de variada tipología comprendida desde clastos finos hasta grandes bloques de algunos m³ de volumen.

El corte de la ladera para la conformación de la vía es sobre una roca calcárea de 10 a 8 metros de altura, para luego seguir con una ladera natural.

Las rocas calcáreas se presentan en estratos de 2 a 3 metros de potencia, con dirección perpendicular al curso del río en inclinación de 60° a 70° aguas arriba. Además superficialmente se puede observar diaclasas en diferentes direcciones e inclinaciones siendo las más desfavorables para la estabilidad del talud aquellas que tienen dirección paralela a la vía e inclinación en sentido de la pendiente.

Los sondeos de investigación efectuado en las posiciones de algunos anclajes ha determinado la siguiente litología:

- De 0.00 a 2.00 metros esta zona se encuentra en vacío la cual deberá rellenarse para completar el ancho de la vía.
- De 2.00 a 3.15 metros, presenta detritos coluviales sueltos conformados, por matriz de arena con finos que incluye gravas en menor proporción.
- De 3.15 a 13.00 metros roca caliza gris oscura la cual presenta una alta fracturación F3/4 las que están rellenas de venillas de calcita y una alteración A2/3 con oxidación en los planos de fractura.

Los testigos de roca obtenido con los sondeos de investigación están constituidos por escasos núcleos de testigos que determinan el valor R.Q.D. con valores entre 0 a 18 % que califican a la masa rocosa como roca de mala calidad en su conjunto. En forma general las fracturas se encuentran abiertas y están rellenas de material arcilloso de 1.00 a 3.00 mm de espesor.

Durante la perforación del sondeo no se ha presentado aporte de agua subterránea que pudiera influir en forma negativa en las propiedades geotécnicas del material existente.

De las conclusiones del análisis de estabilidad realizados en la verificación del diseño se llegaron a los siguientes resultados:

CUADRO N° 17

ZONA CRITICA N° 15 KM 504+905 HASTA KM 504+943							
NIVEL	TRAMO LIBRE (m)	TRAMO ANCLADO (m)	LONG. PERF. (m)	TRAMO TENSADO (m)	LONGITUD ANCLAJE (m).	N° ANCLAJES	PARCIAL NIVEL (m)
1	90	60	150	10	160	14	224.0
2	70	60	130	10	140	11	154.0
TOTAL						25	378.0

Zona crítica N° 16:

Ubicado a la margen izquierda del puente Cayumba, en este sector existe una cicatriz de un deslizamiento antiguo que posiblemente originó el represamiento temporal del río Huallaga, dadas las condiciones precarias de estabilidad del dique formado se produjo el desembalse violento de las aguas, con la consiguiente erosión de los materiales de las laderas adyacentes, originándose el desequilibrio de los taludes que forman el cauce del río.

En el tramo comprendido entre los 200 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo del Puente Cayumba, el talud tiene una altura de 51 metros con relación al fondo del río, el mismo que termina en un mamelón de suave pendiente. En el tramo intermedio del talud se ha excavado la plataforma de la carretera, constituyendo de esta manera, una merma de alivio.

El material está constituido íntegramente por una disposición errática de bloques de caliza que llegan a tamaños superiores a 1.50 metros, entre bloque y bloque se encuentra relleno de material limoso, arenoso. En conjunto el mamelón hacia aguas abajo, está en contacto con una ladera de fuerte pendiente conformada por roca calcárea masiva.

Efectuando un análisis más detallado, se puede asumir que esta zona corresponde a la zona de acumulación de gran deslizamiento muy antiguo proveniente de los cerros del lado derecho del río Huallaga.

La perforación de los sondeos corresponden a uno de los puntos de anclajes, los que han alcanzado la profundidad de 20 metros permitiendo obtener testigos de roca constituidos por núcleos de tamaños que llegan hasta los 7 metros. El porcentaje de recuperación de este sondeo en promedio llega a 65% y el R.Q.D. tiene valores de 0%. Durante la perforación no hubo presencia de agua subterránea, lo que indica que se trata de una acumulación de material que tiene una permeabilidad alta.

Efectuándose las correlaciones de afloramientos de roca que existe en la zona crítica N° 16, se llega a la conclusión que el basamento de roca firme en esta zona se encuentra a profundidades que superan los 100 metros de longitud.

La inestabilidad del talud, a la fecha, se manifiesta por la remoción de materiales superficiales a lo largo del mismo (reptación de taludes) por efectos de los escurrimientos de las aguas de lluvia y por parte de la socavación del río Huallaga en la temporada de avenidas. En las partes adyacentes del talud por encima y por debajo de la plataforma de la carretera no se registran grietas de tensión que puedan indicar movimiento de masas importantes.

Las obras de protección en este sector tiene por objeto proteger la vía evitando los movimientos superficiales del material del talud, a consecuencia del flujo de agua que pueda presentarse en la temporada de las lluvias y defender una parte la influencia que pueda tener al producirse las avenidas del río Huallaga en la parte inferior del talud.

De las conclusiones del análisis de estabilidad realizadas en la verificación del diseño se llegaron a los siguientes resultados:

CUADRO 18

ZONA CRITICA N° 16 KM 505+230 HASTA KM 505+280							
NIVEL	TRAMO LIBRE (m)	TRAMO ANCLADO (m)	LONG. PERF. (m)	TRAMO TENSADO (m)	LONGITUD ANCLAJE (m).	N° ANCLAJES	PARCIAL NIVEL (m)
1	13.0	8.0	21.0	1.0	22.0	14	308.0
2	11.0	8.0	19.0	1.0	20.0	14	280.0
3	9.0	8.0	17.0	1.0	18.0	11	198.0
TOTAL						39	786.0

VI .2 TRABAJOS PRELIMINARES.

Terminada la verificación del diseño y resolviendo todo las correcciones que fuera necesario del caso, se ubicará el tramo del muro mediante un trazo topográfico en el campo, para ubicar la zona de trabajo, e iniciar la construcción de accesos y plataforma donde se ejecutarán los primeros trabajos en la construcción de la pantalla anclada.

Si la plataforma se encuentra en un nivel muy bajo próximo al nivel del río, se deberá realizar un empedrado de protección utilizando el material de remoción de los trabajos de acceso a la zona de trabajo, esta protección debe ubicarse aguas arriba de la plataforma para evitar que en una crecida del río inunde el área de trabajo evitando así pérdidas de materiales, equipo y, lo que es más importante, accidentes con riesgos de vidas.

Antes de iniciar la excavación para la cimentación de la estructura se tendrá cuidado con posibles derrumbes que amenacen en la zona de trabajo, si el caso es necesario, se realizarán estabilizaciones temporales en estas zonas inestables con trabajos de limpieza y eliminación de materiales sueltos en el talud, si el caso de desprendimiento de materiales suelto persiste aun después de la limpieza y eliminación se deben estabilizar el talud con concreto lanzado.

Una vez preparado el área de trabajo se procede a realizar la excavación para la cimentación, ya sea con equipo mecánico o con mano de obra, según sea la necesidad de campo, una vez terminada la excavación se realizará una calicata para ver el tipo de material que se encuentra pero lo que no es determinante para la cimentación, pues el muro no trabajará apoyado en la cimentación, sino trabajará anclado (empotrado) al talud.

VI .3 PERFORACION Y METODOS DE PERFORACION.

Seguidamente de la excavación se ubican los puntos de anclajes en el terreno, según indican los planos de diseño, marcándolos con estacas de fierro para ser ubicados con facilidad al iniciar los trabajos de perforación.

Los trabajos de perforación se realizarán en niveles altos respecto al nivel de cimentación, por lo que se trabajarán con plataformas, las cuales se usará para el desarrollo

de los trabajos de perforación, inyección y tensados, éstas deben ser de dimensiones tales que permitan trabajar con espacio suficiente para operar los equipos a utilizarse, inyección y tensado que permitan desarrollar trabajos en un área de extensión de 5 a 6 anclajes por andamios, el nivel del piso de la plataforma debe de estar a 1.20 metros por debajo de la cota de anclaje y un ancho mínimo de 5.0 metros.

Los materiales usados para las plataformas en cada zona crítica se detalla a continuación:

CUADRO N° 19

Descripción	Zona Crítica N° 12, 15, 13 CI	Zona Crítica N° 14, 16, 13 CII	Zona Crítica N° 09, 10, 13B
▪ Pie derecho	Ø4"x5.0 m. 100 und.	Ø4"x5.0 m. 500 und.	Ø4"x5.0 m. 250 und.
▪ Listones	4"x4"x15' 100 und.	4"x4"x15' 450 und. 3"x4"x15' 150 und.	4"x4"x15' 300 und. 3"x4"x15' 200 und.
▪ Tablones	2"x12"x15' 100 und.	2"x12"x20' 110 und. 2"x12"x15' 330 und.	2"x12"x20' 100 und. 2"x12"x15' 240 und.
▪ Alambre #16 y #8	100 Kg.	250 Kg.	180 Kg.
▪ Clavos 3", 4" y 5"	150 Kg.	200 Kg.	180 Kg.

Dependiendo de la estabilidad del terreno en las perforaciones, la permeabilidad del circundante, tamaño del grano de arena, existen diferentes métodos de perforación que pueden ser aplicados en el terreno las cuales describiremos a continuación.

VI.3.A Perforación con Protección de Tubos de Revestimiento.

Recomendado en suelos no cohesivos, el cual consiste en el avance de la perforación con tubos los que tienen la finalidad de evitar el derrumbe de las paredes de la perforación. El revestimiento es introducido en el interior del terreno por un martillo roto-percusión, en cada golpe el revestimiento es girado en la

dirección de la rosca para prevenir el saltado de la conexión roscada, la rotación también previene dificultades de trabamiento del revestimiento.

VI.3.B Perforación de Revestimiento con Limpiador Externo de Agua.

Cuando el terreno es estable la perforación puede ser realizada con un sistema de circulación de agua a presiones adecuadas, el fin de la circulación de agua es evacuar las cortaduras hacia el exterior de la perforación.

El revestimiento es como un conductor giratorio, en la cual el agua que va a través de este crea una corriente para eliminar los desechos de la cortadura por la salida del revestimiento, la velocidad de rotación y la alimentación del flujo de agua deberá ser sincronizada para alcanzar un óptimo rendimiento en la perforación.

En suelos arenosos, las corrientes de aguas pueden causar lavado y provocar erosión en el exterior del casing. Cuando se adiciona un nuevo revestimiento para el avance de la perforación, se debe tener cuidado con la interrupción del flujo de agua, por que se puede producir el fraguado del suelo obstruyendo el canal de flujo. Una ventaja de este método es la baja fricción superficial a lo largo de la tubería de revestimiento.

VI.3.C Perforación Amartillado.

Este método es favorable para perforaciones en terrenos inestables o suelos con una composición de cantos rodados. El martillo opera sobre el interior del hueco y el pistón del martillo golpea directamente sobre la cabeza del perforador, la pérdida de energía es mínimo, lográndose perforaciones muy profundos.

Una característica particular de este método de perforación es el resultado de avance rápido con una desviación angular mínima.

VI.3.D Perforación con Cortadores de Doble Cabeza.

Este método permite perforaciones muy profundas con mínimas vibraciones y ruidos. El equipo para este método presenta doble cabeza rotatoria y dos sistemas de revestimiento concéntricos, en el interior del revestimiento es conducido el aire hacia el fondo de la perforación amortillada. El avance del revestimiento exterior es sincronizado con el progreso del fondo a través de la perforación amortillada. El sistema de rotación de dos revestimientos en direcciones opuestas previene el entramamiento de partículas provenientes de las cortaduras en el espacio anular.

VI.3.E Perforaciones con Barrena.

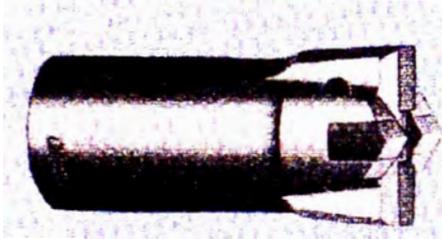
Este método consiste en adherir uñas de acero en forma de espiral soldado en la barra de perforación sobre toda su longitud, este método es utilizado en terrenos estables, y donde el terreno es aceptable puede perforarse utilizando barrena sólo en la cabeza. Prácticamente cualquier equipo de perforación rotatoria con suficiente potencia, con o sin sistema de limpiador, puede ser usado por una perforadora de barrena.

VI.3.F Perforación en Roca.

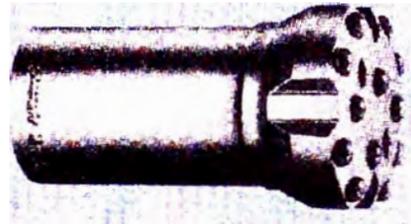
La perforación en roca sólida es echo con sistema de perforación roto-percusión de conducción hidráulica o de aire, que transmiten su energía de roto-percusión a través de acople en la barra hacia la broca del barreno. El limpiador de agua o aire, o una combinación de los dos, es echa a través del hueco de la barra. Para una eficiente trituración de la roca, la broca del barreno es rotado y sujeto a constante presión sobre el frente de perforación. En la lámina 05 de la página 109. se muestran algunas brocas usadas en los métodos de perforación anteriormente mencionadas.

Elementos cortantes usados en diferentes métodos de perforación.

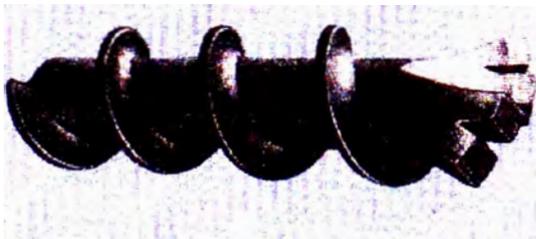
LAMINA N° 05



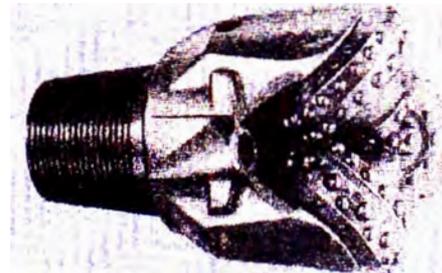
Broca de filo en cruz



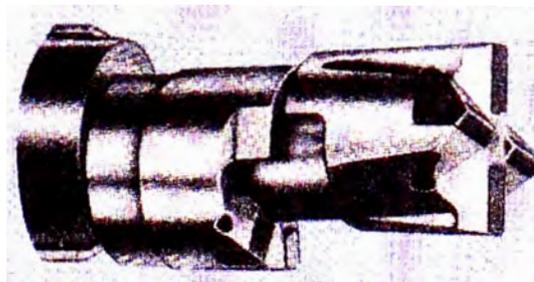
Broca de cortadores tipo boton



Broca tipo espiral o caracol



Broca tipo rodillos



Broca de cortador excentrico

I.3.G Equipos Necesarios de Perforación.

Los trabajos de perforación se ejecutaron con equipos de roto-percusión y rotativos, según como se presentó el terreno, dichas perforaciones se realizaron en los diámetros y profundidades que se requieran para la instalación de los anclajes. Para el suministro de aire comprimido, se usaran compresoras de 690 cpm con presión de 10.50 bares.

Estos equipos de perforación no tuvieron dificultad para realizar las perforaciones previstas para el proyecto desde una inclinación horizontal hasta -20° (por debajo de la horizontal), con profundidades hasta un máximo de 30 m. con un diámetro promedio de $4 \frac{3}{4}$ ", las cuales pueden variar entre 4 a 5 pulgadas.

- Equipo roto-percusión; cuando la roca se presentó blanda que por lo general erosiona con el flujo del agua limpiador se utilizó un sistema de perforación con equipo de roto-percusión. Consiste en un martillo de fondo (down the hole), las que serán destructivas y sin recuperación de muestras de suelo o núcleo de roca, con motor superficial. El suministro de aire comprimido deberá ser suficiente en flujo y en presión para permitir la operación adecuada del martillo de fondo, cuidando que no existan fuertes pérdidas de aire en la tubificación superficial, para no perjudicar las condiciones de operación del martillo.
- Equipo rotativo; podrán utilizarse cortadores de diamante tipo cíclico o tipo tricono, usados cuando el terreno es roca blanda o suelos cohesivos, las cuales operan con agua de limpieza.

VI.3.H Ejecución de Perforaciones.

Una vez ubicado el equipo de perforación en los puntos de anclaje previamente marcados con estacas, se procede la perforación, cuidando que el equipo de perforación este bien colocado en el terreno para que la inclinación de la perforación sean los correctos.

Las perforaciones se realizaron con instalación de tuberías de avance los cuales sirvieron para el control de profundidad y para conducción de agua y/o aire usados en la limpieza de la perforación. Esta limpieza se realiza con aire comprimido en rocas blandas y suelos inestables y con circulación de agua en tramos donde la roca o terreno sea dura y estable, esto es debido a que el agua de circulación es capaz de erosionar el relleno de juntas y fracturas en los tramos de roca así como estratos débilmente cementados en los tramos de suelos. Si en la limpieza del taladro presenta demasiada pérdida de aire o agua, se debe obturar dicho tramo para cementarlo, utilizando lechada gruesa ó mezcla con arena, re-perforando el tramo después de iniciada la fragua del cemento.

Si en los tramos iniciales se presentan rocas o terrenos demasiados blandos fracturados o inestables, donde se presentan derrumbes en las paredes, se colocarán tuberías de revestimiento (casing), para estabilizar dichos tramos manteniendo de esta manera los taladros abiertos, que serán profundizado progresivamente con el avance de la perforación siempre que el terreno así lo requiera.

Una vez llegada a la profundidad indicada, se procede a limpiar todo el tramo con circulación de agua o aire a presión, hasta la total remoción de todos los detritos del interior mismo, luego se procederá a la instalación de los cables del anclaje previamente preparados y montados en el taller.

VI.4 TRATAMIENTO Y MONTAJE DE LOS CABLES.

VI.4.A Tratamiento de los Anclajes.

Los cables son cortados en las dimensiones estipuladas en los planos considerando además un adicional de 1.0 metro con el fin de tener un tramo libre fuera del cabezal para ser fijarlos a la gata hidráulica, el tamaño de corte del cable deberá considerar entonces la longitud de adhesión, la longitud libre y una longitud adicional de 1 metro.

Luego de preparar los cables en sus dimensiones requeridas se procede a limpiarlos de grasa, aceites y si en caso se observe alguna oxidación los cables deberán ser lijados con escobillas metálicas y después limpiarlos con cetona o alcohol, una vez limpio todos los cables se cubrirá en toda su extensión de tramo libre con pintura anti-corrosiva, luego se almacenará en un local abrigado hasta que la pintura se seque, para luego poder ser utilizados en el ensamblaje

VI.4.B Ensamblaje de los Anclajes.

Luego del tratamiento de los cables se montarán sobre balcones largos ubicados en talleres cubiertos, los cuales deben estar protegidos de las lluvias y otros agentes que puedan dificultar los trabajos de montaje. Comenzando el ensamblaje por el tubo central de PVC rígido de diámetro interno de 25.4 mm y diámetro externo de 32 mm con las perforaciones e instalación de manguitos, que a través de este se ejecutan la inyección de lechada de cemento para la fijación del tramo anclado en el suelo o roca. Alrededor de dicho tubo son distribuidos los cuatro cables en espaciadores de plástico o metálico en toda su longitud, para garantizar la alineación de los mismos. Además en el tubo de PVC rígido, son instaladas las válvulas de inyección para el relleno del tramo fijo y posteriormente del tramo libre, hasta que el conjunto quede completo, luego los cables son anillados con cinta de acero inoxidable o alambre entre los espaciadores (separadores), para evitar que ellos se muevan y se garantice el alineamiento de los mismos.

En la extremidad inferior de los cables deberán soldarse con una masa plástica para formar un bloque de protección.

Cada cable se protegerá con tubos de plásticos en todo su tramo libre para evitar el contacto del cable con la lechada de cemento, previo untamiento de una capa de grasa antes de su revestimiento con los tubos plásticos, sellándose en su parte inferior con masilla para evitar la entrada de lechada. En el tramo anclado, los

manguitos tendrán un espaciamiento entre sí 0.5 m. y los separadores tendrán un espaciamiento máximo de 1.0 m. entre sí ubicándose entre manguitos, pudiendo usar alambres comunes para la fijación provisional de estos elementos.

VI.4.C Almacenamiento.

Terminado el montaje de los anclajes, estos serán almacenados en un lugar protegido del agua las que pueden comprometer la integridad de los mismos. Una regla práctica es almacenar totalmente protegido de la intemperie con cajas ventiladas.

Si son barras con protección simple ó doble a la corrosión, pueden ser almacenados en manojos, apilados sobre rellenos las que pueden ser apiladas sobre listones de maderas.

Si son torones con simple ó doble protección a la corrosión y de extensión muy largos pueden ser almacenados cada una sobre carretes de acero, enrollados individualmente o por grupos.

VI .5 INSTALACION DE LOS ANCLAJES EN LA PERFORACION.

Inmediatamente después de la perforación y antes de la instalación de los cables en la perforación, estas serán totalmente limpiados eliminando lodos, arcillas, arenas y otros materiales lavables en el interior de la perforación por medios de inyección de agua en un tiempo no menor de 10 minutos a una presión más baja de la presión de inyección, hasta que el agua de retorno esté limpia, cuidando que la presión de limpiado no erosione las paredes de la perforación.

Una vez de concluida la limpieza , se procede a la instalación manual y con ayuda del equipo de perforación, según sea el caso necesario, lo cual debe instalarse con cuidado para evitar dañar los cables o comprometer su instalación. Se deberá tener mucho cuidado para no dañar los sensibles componentes de protección a la corrosión adheridos a los cables, para esto la perforación debe ser suficientemente anchos para permitir una instalación segura de los anclajes en la perforación.

Si en la perforación se presentó instalación de revestimiento casing la instalación de las anclas deberá realizarse antes de la retirada de la tubería de revestimientos. La instalación es considerada concluida, cuando la extremidad inferior a alcanzado la profundidad indicada en el diseño, después de esto se procederá a retirar el revestimiento casing que exista.

VI .6 INYECCION

La inyección en terrenos y en rocas es una técnica muy amplia, a continuación describiremos conceptos generales de cada uno de ellos.

VI.6.A Inyecciones en Rocas.

Las inyecciones con lechada de cemento en tramos de roca permiten realizar anclajes con altas fuerzas de tensión.

En rocas muy fisuradas se debe consolidar el tramo con inyección de cemento logrado a través de tubos de inyección y obturadores, la roca circundante a la perforación es inyectada y re-perforada repetidamente hasta alcanzar la consolidación requerida.

Las fallas que se puedan presentar en los tensados de los cables de acero se podría presentar en dos superficies:

El espacio entre el acero y la inyección de cemento.

El espacio entre la inyección de cemento y la roca.

VI.6.B Inyecciones en Suelos.

La capacidad de la carga de tensión de un anclaje en suelos, dependerá generalmente de:

- La técnica de inyección aplicada en su longitud de adhesión.
- El terreno circundante es un factor importante en la capacidad de carga del anclaje, los suelos no cohesivos son favorables por su alta permeabilidad, las que

En suelos no cohesivos, una simple operación de inyección es suficiente. Sin embargo en suelos cohesivos, una simple inyección no es suficiente siendo necesarios en algunos casos una post-inyección.

Inyección.

La inyección es definida como re-inyección, después de la primera inyección primaria en su longitud de adhesión. Es logrado sólo por altas presiones de inyección, alcanzándose un empotramiento de mayor adhesión entre la longitud de adhesión y el terreno circundante.

La inyección primaria es usualmente inyectada a través del revestimiento en el terreno circundante, esta inyección se inicia con la retirada del revestimiento desde el fondo de la perforación hacia el final de la longitud de adhesión. La manera más efectiva de vencer la permeabilidad del terreno circundante es con una alta presión inicial de inyección.

En suelos cohesivos no permeables, la inyección inicial sólo puede llenar la longitud de adhesión y algunas cavidades adyacentes, la adhesión alcanzada entre la longitud de adhesión y las paredes de las cavidades en las perforaciones es baja, y la carga de adhesión, que puede ser transferida, particularmente en suelos cohesivos, es baja. Cuando la inyección alrededor de la longitud de adhesión en estos suelos es post-inyectada con una presión alta por un tiempo seguro, la adhesión

entre la inyección y el suelo incrementa considerablemente. Así, el terreno es sujetado por esfuerzos radiales, resultando una alta fricción superficial. Cuando la post-inyección es repetida un número de veces, la adhesión puede mejorar notoriamente.

En principio, el sistema post-inyectado, consiste de una línea cerrada de inyección a lo largo del anclaje, desde la parte superior de la perforación hacia la longitud de adhesión, con válvulas de inyección adheridas en el tendón del anclaje. Estas válvulas centran el tendón en la perforación y también actúan como una válvula de guía que a través del cemento inyectado emerge desde el fondo de la perforación hacia la superficie. (ver figura N°19 de la página 54).

VI.6.D Ejecución de Inyección.

Es necesario utilizar equipos mezcladores de alta turbulencia para conseguir una mezcla coloidal, por otro lado para asegurar continuos trabajos de inyección es necesario como mínimo un mezclador y una tolva de inyección.

Para altas presiones de inyecciones requeridas en post-inyecciones, las bombas de inyección con pistón de golpe largo son apropiados para vencer la presión de resistencia, este equipo deberá tener medidores de presión para un continuo control en todo el proceso de inyección.

El cemento que fue utilizado en la inyección de los anclajes fue cemento Portland tipo I, el cual cumplía con un tiempo de fragua y resistencia a la tracción adecuadas, baja viscosidad y buenas condiciones favorables para la inyección. La dosificación en peso agua / cemento debe ser 0.5 / 1, la cual puede variar en función del tipo del terreno. Usualmente esta relación agua / cemento para inyecciones primarias esta entre 0.36 a 0.44 mientras que para post-inyección en suelos cohesivos la relación recomendable es 0.50 a 1.00, estos volares son referenciales lo que depende del grado de absorción de agua del terreno, y el

agua de mezclado deberá ser dulce, limpia sin impurezas y libres de sustancias orgánicas.

El cemento es mezclado con el agua en una tolva por un tiempo mínimo de 1 minuto, y después trasladados a las mezcladoras de alta turbulencia para mantener las partículas en suspensión en la lechada, las lechadas que no son usadas en un tiempo de 3 horas no serán usadas en las inyecciones, serán eliminadas del trabajo de inyección. El mezclador es conectado a la bomba de inyección que ejecuta la introducción de la mezcla hacia la longitud de adhesión (tramo anclado) a través de la línea de inyección con una distancia máxima de transporte de 200 m. (ver figura N° 19 de la página 54).

La inyección de lechada es introducida a la perforación a través de tuberías de PVC, las que son equipadas en las zonas de anclajes con válvulas anti-retorno que son los obturadores distribuidas a distintos espaciamientos, para ello la bomba de inyección deberá tener presión suficiente para abrir las válvulas de inyección y llenar el taladro garantizando la creación del bulbo de anclaje.

Las bombas para la inyección deberán tener las siguientes características mínimas:

Presión mínima = 50 Kg/cm².

Caudal = 80 l/min.

La inyección debe ser interrumpida en caso que la lechada rebose por la boca del taladro. La inyección puede ser repetida una o más veces, siempre que se desee garantizar la buena adherencia y formación del bulbo de anclaje, pero siempre aguardando por lo menos el inicio de fragua de la lechada precedentemente inyectada (usualmente es de 10 a 12 horas). Después de concluida la inyección primaria, se efectúa la limpieza del interior del tubo de PVC rígido, para remover todos los elementos de residuo de cemento, dejándole libre para posterior inyección, en el caso que sea necesario. En la re-inyecciones del bulbo de

anclaje, la presión efectiva máxima no debe sobrepasar el peso del terreno de recubrimiento.

Cuando se observa un incremento de presión en la inyección y un consumo estable o mínimo, entonces la actividad de inyección será interrumpida y considerada como concluida. El mínimo volumen inyectado será igual al volumen teórico de la perforación, sin considerar los cables del anclaje. Después de efectuada la inyección de la vaina y del bulbo de anclaje será necesario aguardar el tiempo necesario para que la lechada adquiera una resistencia suficiente para el tensado, el valor referencial de esta resistencia mínima es de 150 Kg/cm² o siete (7) días después de completada las inyecciones.

En los cuadros N° 33 y 34 de las páginas 259 y 260 del anexo 03, se muestran modelos de registros de campo en cuanto a las inyecciones de cemento y el control diario de estas mismas.

VI .7 PRUEBAS DE CONTROL DE CALIDAD.

Antes de realizar el tensado de los cables de anclaje se debe realizar una prueba de verificación de carga a la prensa hidráulica con la que se realizará el trabajo de tensión. También se debe realizar pruebas de control de calidad para los accesorios del cabezal de anclaje y los cables de acero, estas pruebas nos garantizarán el buen funcionamiento de estos elementos en condiciones de trabajo.

VI.7.A Verificación de la Prensa Hidráulica Para el Tensado.

Describiremos el ensayo realizado al equipo de tensado descrito a continuación, para ilustrar en forma práctica el ensayo de prueba de calidad realizada a un equipo de tensado.

Descripción del equipo a verificar:

- Marca : GEOTECNICA.
- Número : 4580.

- Capacidad 200 Ton.
- Bomba : eléctrica.
- Dial: Manómetro RECORD de rango 0-1000 Kg/cm² de 10 Kg/cm² por subdivisión.
- Precisión : 5 Kg/cm².

Descripción del equipo empleado:

- Marco de reacción de perfiles metálicos, sistema mecano.
- Celda de carga, marca HBM, tipo C6 capacidad de 200 ton
- Amplificador, marca HBM, tipo KWS-3073.

El procedimiento de verificación consiste en la aplicación de tres series de carga a la celda mediante la prensa con la que se realizará el trabajo de tensado.

En cada serie, y para intervalos de 50 Kg/cm² leídos en el dial (manómetro) se hicieron las lecturas correspondientes en el amplificador. La velocidad de operación en el ensayo es similar a la que se efectuará en los trabajos de tensados.

En la siguiente tabla se presentan las tres series realizadas, así como la serie promedio correspondiente, para los diferentes valores leídos del manómetro de la prensa, para el reajuste se usó el método de regresión lineal.

Recta de Ajuste: $Y = 334.085714 X - 1661.66667$

$r. = 0.99973856$

Y Fuerza corregida (patrón) en kilogramos.

X Lectura en el manómetro en Kg/cm².

r. Coeficiente de regresión lineal.

Esta recta es valida sólo en el rango verificado.

La verificación se efectuó hasta aproximadamente el 58 % de la capacidad de la prensa hidráulica.

CUADRO N° 20

LECTURA DEL DIAL (Kg/cm ²)	SERIES DE VERIFICACION			FUERZA PROMEDIO (Kg)
	Primera	Segunda	Tercera	
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50.00	13,500.00	14,340.00	14,320.00	14,053.33
100.00	30,500.00	32,320.00	31,000.00	31,273.33
150.00	47,100.00	48,240.00	47,400.00	47,580.00
200.00	64,240.00	64,720.00	65,320.00	64,760.00
250.00	83,280.00	82,840.00	81,660.00	82,593.33
300.00	97,220.00	97,560.00	99,340.00	98,040.00
350.00	114,560.00	117,260.00	116,160.00	115,993.33

VI.7.B. Ensayo de Tracción de los Cables de Acero Utilizados en los Anclajes.

Características del material sometidos a prueba de tracción:

- Diámetro de hebra = 4.236 mm.
- # de hebras = 7
- Area total 98.7 mm²
- Cable de acero tipo RB grado 270.

Los resultados de los ensayos de tracción se muestran en el cuadro N°22 de la página 123 y grafico N°38 de la página 124, con un resultado de carga a la falla de 18800 KG, y un modulo de elasticidad de 19.667 KG/MM².

VI.7.C. Pruebas de Control de Calidad Para los Accesorios del Cabezal de los Anclajes.

Accesorios sometidos a prueba:

- Cabezal de anclaje de 5 agujeros 4 cónicos para los clavetes de anclajes y 1 central para la guía las que serán usadas en obra, de 145x145x 50 mm.
- Placa de apoyo de 15°
- Clavetes para cabezales de anclaje.

- Clavetes para cabezal de tensado.
- Cable de acero.

Equipo empleado:

- Prensa hidráulica de GEOTECTICA (la cual se verificó) de 200 Ton, el cual se usará en el tensado de los anclajes de obra.
- Bastidor de perfiles metálicos.

El proceso de prueba consiste en la aplicación de carga al cabezal de anclaje inferior mediante el tensado de 4 cables, montados según se muestra en la figura N° 37 de la página 122, a la velocidad habitual de tensado en obra y de modo progresivo hasta alcanzar el máximo valor de 50 Ton. obteniéndose el siguiente resultado:

CUADRO N° 21

Manómetro (Kg/cm ²)	Carga (*) (Kg)	Tiempo (min)	Observaciones
50	15042.62	3	Bien
100	31746.91	3	Bien
160	51792.05	3	Bien

(*) usando la ecuación de reajuste $Y = 334.085714X - 1661.66667$, en la que X es la lectura del manómetro de la prensa y Y es la carga corregida a patrón correspondiente da dicha lectura.

ESQUEMA DEL DISPOSITIVO PARA LA PRUEBA DE CARGA
AL CABEZAL DE ANCLAJE.

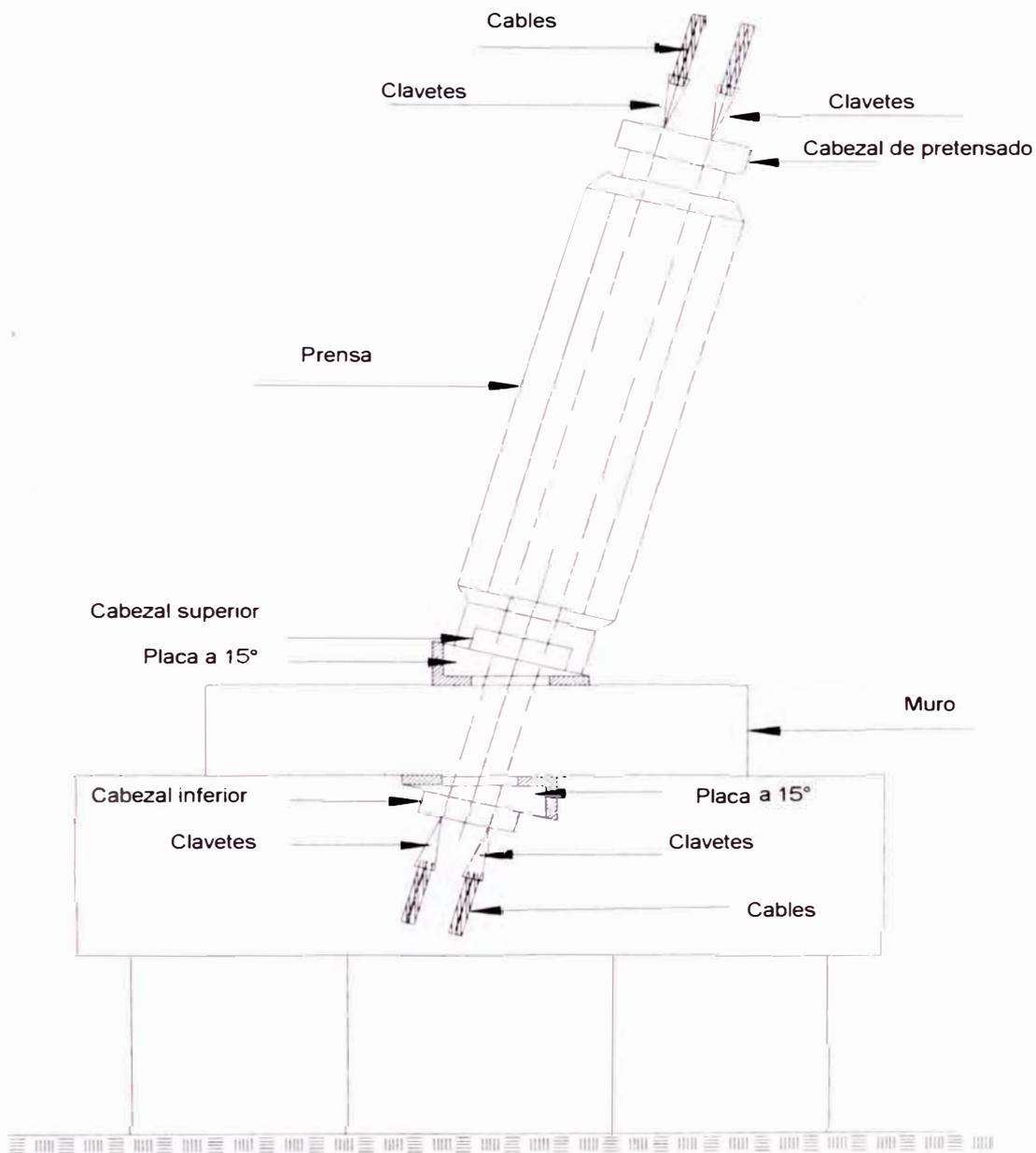


Figura (37)

**ENSAYO DE TRACCION
(MÓDULO DE ELASTICIDAD)**

CUADRO N° 22

LONGITUD CABLE	DIAMETRO (MM)	AREA (MM ²)	# HEBRA	AREA NETA (MM ²)
1.00	4.236	14.09	7	98.7

CARGA (KG)	DEFORMACION (MM x 0.01)	CARGA UNITARIA (KG/MM ²)	DEFORMACION UNITARIA (x0.0001)
-	-	-	-
500.00	4.00	5.07	4.00
1,000.00	6.00	10.13	6.00
1,500.00	8.00	15.20	8.00
2,000.00	10.00	20.26	10.00
2,500.00	12.00	25.33	12.00
3,000.00	14.00	30.40	14.00
3,500.00	17.00	35.46	17.00
4,000.00	20.00	40.53	20.00
4,500.00	22.00	45.59	22.00
5,000.00	24.00	50.66	24.00
5,500.00	26.50	55.72	26.50
6,000.00	29.00	60.79	29.00
6,500.00	31.50	65.86	31.50
7,000.00	34.00	70.92	34.00
7,500.00	36.50	75.99	36.50
8,000.00	39.00	81.05	39.00
8,500.00	42.00	86.12	42.00
9,000.00	45.00	91.19	45.00
9,500.00	47.50	96.25	47.50
10,000.00	50.00	101.32	50.00
10,500.00	52.00	106.38	52.00
11,000.00	56.00	111.45	56.00
11,500.00	58.50	116.51	58.50
12,000.00	61.00	121.58	61.00
12,500.00	63.50	126.65	63.50
13,000.00	66.00	131.71	66.00
13,500.00	68.50	136.78	68.50
14,000.00	71.50	141.84	71.50
14,500.00	74.50	146.91	74.50
15,000.00	77.50	151.98	77.50
15,500.00	81.00	157.04	81.00
16,000.00	85.00	162.11	85.00
16,500.00	91.00	167.17	91.00
17,000.00	101.00	172.24	101.00
17,500.00	148.00	177.30	148.00
18,000.00	245.00	182.37	245.00
18,500.00	317.00	187.44	317.00

CARGA DE FALLA = 18800 KG

MÓDULO DE ELASTICIDAD = 19.667 KG/MM²

OBSERVACIONES: LA FALLA OCURRIÓ POR LA ROTURA DE UNA HEBRA

**CABLE DE ACERO
TIPO RB 190 GRADO K D=1/2"**

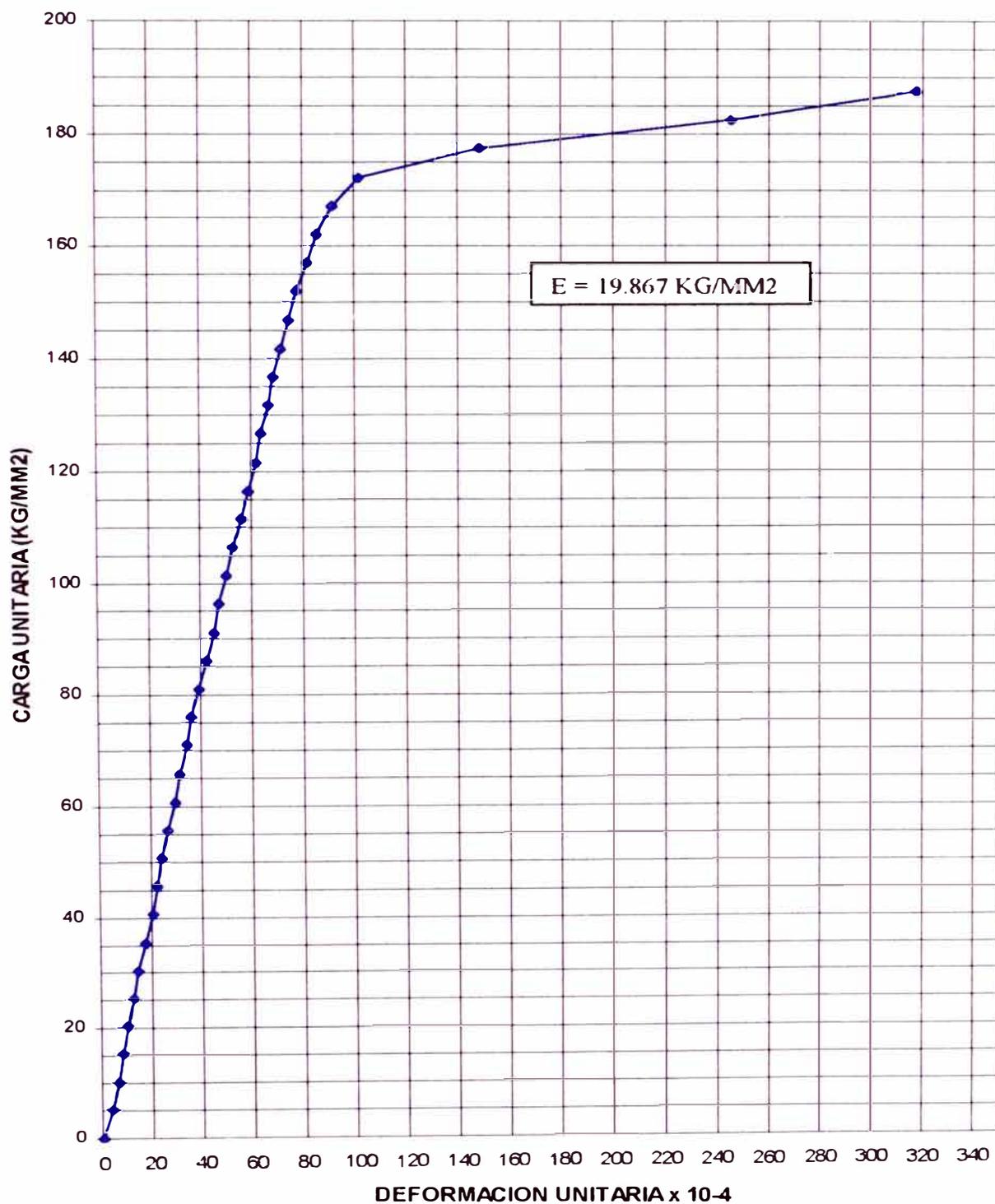


Figura (38)

VI.8 TENSADO DE LOS ANCLAJES Y PRUEBAS DE CALIFICACIÓN Y RECIBIMIENTO.

El tensado podrá ser realizado después de siete días de las inyecciones y del vaciado de concreto de la pantalla armada (si esta se realiza antes del tensado), tiempo hipotético en la cual el concreto alcanza su resistencia de diseño, o por el contrario verificando la resistencia de los testigos tomados en campo.

El tensado es hecho con el uso de una gata hidráulica especial verificada previamente, con una capacidad suficiente para aplicar las cargas previstas del diseño. El tensado tiene la finalidad de transferir las cargas al terreno mediante los cables instalados en la perforación los cuales están empotrados en los mismos a través de inyecciones en su longitud de adhesión. Existen gatas hidráulicas para el tensionamiento de los anclajes con bombas eléctricas o manuales, similar a aquellos usados para concreto post-tensado.

La verificación y/o corrección de las cargas en el tensado del anclaje, debe ser controlado en todo instante. Los anclajes de grupo de barras roscada ó anclajes de torones agrupados, deben tener una longitud sobresaliente suficientemente larga para realizar los trabajos de tensado sin dificultad, las que deberán ser agrupados para que agarre el equipo de tensado.

Se debe anotar las deformaciones de los cables, con el objetivo de evaluar la pérdida de carga por concepto de fricción de los cables, en el tramo libre. Las cargas de incorporación son corregidas en función de las pérdidas de carga observadas en el tensado del anclaje.

VI.8.A Ensayos de Recibimiento.

El 90% de los anclajes serán tensados como "ensayo de recibimiento" según las etapas indicadas adelante, hasta una carga situada entre un mínimo de 1.2 y un máximo de 1.5 veces la carga de diseño, (1.2 para anclajes temporales y 1.5 para anclajes permanentes), en ambos casos la carga de prueba no debe ser mayor de $0.95 \times F_y$.

En los ensayos de recibimiento de los anclajes del proyecto, se tomó como carga máxima 1.40 veces la carga de diseño:

$$P_{\max} = 1.40 \times 35.0 = 49.0 \text{ Ton.} \approx 50 \text{ Ton.}$$

Determinación de la carga Inicial y cargas intermedias:

Características del anclaje

- | | |
|---|------------------------------|
| - Número de cables de acero grado 270 Ø 1/2 | 4 unid. |
| - Area de cada cable | 98.70 mm ² |
| - Area de acero del anclaje | 394.80 mm ² |
| - Módulo de Elasticidad | 19,750.0 Kg/ mm ² |
| - Tensión de fluencia σ_e | 170.79 Kg/ mm ² |
| - Tensión de ruptura | 189.77 Kg/ mm ² |
- $P_0 = 0.15 \times \sigma_e \times Sf = 0.15 \times 170.79 \times 394.8 = 10,114.18 \text{ Kg.} \approx 10 \text{ toneladas.}$
 - $P_1 = 0.30 \times \sigma_e \times Sf = 0.30 \times 170.79 \times 394.8 = 20,228.36 \text{ Kg.} = 20.0 \text{ toneladas}$
 - $P_2 = 0.45 \times \sigma_e \times Sf = 0.45 \times 170.79 \times 394.8 = 30,342.55 \text{ Kg.} = 30.0 \text{ toneladas}$
 - $P_3 = 0.60 \times \sigma_e \times Sf = 0.60 \times 170.79 \times 394.8 = 40,456.73 \text{ Kg.} = 40.0 \text{ toneladas}$
 - $P_4 = 0.75 \times \sigma_e \times Sf = 0.75 \times 170.79 \times 394.8 = 50,570.91 \text{ Kg.} = 50.0 \text{ toneladas.}$

En el cuadro N°35 del anexo N°03 (página 261), muestra el modelo de registro para los ensayos de recibimiento y calificación que servirán para el control de calidad.

VI.8.B Ensayo de Calificación.

El 10 % de los anclajes será tensados como "ensayos de calificación", con cargas de aplicación comprendidas entre un mínimo de 1.5 y un máximo de 1.75 veces la carga de diseño.

En los ensayos de calificación para los anclajes del proyecto, se tomó como carga máxima de prueba de:

$$P_{\max} = 1.75 \times 35.0 = 61.25 \text{ Ton.} \approx 60 \text{ Ton.}$$

Determinación de la carga Inicial y cargas intermedias:

- $P_0 = 0.15 \times \sigma_e \times Sf = 0.15 \times 170.79 \times 394.8 = 10,114.18 \text{ Kg.} = 10 \text{ toneladas.}$
- $P_1 = 0.30 \times \sigma_e \times Sf = 0.30 \times 170.79 \times 394.8 = 20,228.36 \text{ Kg.} = 20.0 \text{ toneladas}$
- $P_2 = 0.45 \times \sigma_e \times Sf = 0.45 \times 170.79 \times 394.8 = 30,342.55 \text{ Kg.} = 30.0 \text{ toneladas}$
- $P_3 = 0.60 \times \sigma_e \times Sf = 0.60 \times 170.79 \times 394.8 = 40,456.73 = 40.0 \text{ toneladas}$
- $P_4 = 0.75 \times \sigma_e \times Sf = 0.75 \times 170.79 \times 394.8 = 50,570.91 \text{ Kg} = 50.0 \text{ toneladas.}$
- $P_5 = 0.75 \times \sigma_e \times Sf = 0.75 \times 170.79 \times 394.8 = 61.25 \text{ Kg} = 60.0 \text{ toneladas.}$

Los desplazamientos son controlados, externamente mediante extensómetros mecánicos con lectura hasta de 0.1 mm., los que serán leídos después de obtener la estabilización de los desplazamientos en cada etapa de carga, en un tiempo de 5 minutos mínimos para anclajes en rocas o en suelos no cohesivos y en un mínimo de 15 minutos en suelos cohesivos, admitiéndose desplazamientos compatibles con la precisión del equipo de medición. Estos desplazamientos y sus cargas respectivas deberán ser graficadas en curvas de cargas vs. desplazamiento.

Los anclajes sometidos a ensayos de calificación y recibimiento, deberán ser representadas en curvas cargas - desplazamiento indicando las líneas límite (línea A, línea B y línea C-línea promedio), calculadas como a continuación se indican:

$$\text{Línea A: DEA} = \frac{(F - F_0) * (litc + lo/2 + c)}{E \times Sf}$$

$$\text{Línea B: DEB} = \frac{0.8 \times (F - F_0) * (litc + c)}{E \times Sf}$$

$$\text{Línea C: DEC} = \frac{(F - F_0) * (litc)}{E \times Sf}$$

Donde:

DEA = desplazamiento elástico de la línea límite superior (mm).

DEB = desplazamiento elástico de la línea límite inferior (mm).

DEC = desplazamiento elástico promedio previsto teóricamente (mm).

F = una carga cualquiera del ensayo (ton).

F₀ = Carga inicial (ton).

- E = módulo de elasticidad del acero, t/mm^2 .
- Sf = sección transversal del acero, mm^2 .
- lltc = extensión del tramo libre teórico, mm.
- lo = extensión de la boca del taladro a la garra del gato.

Ver el cuadro N°23 con la lámina N°06 de las páginas 130 y 131 respectivamente para el ensayo de recibimiento y, el cuadro N°24 con la lámina N°07 de las páginas 132 y 133 respectivamente para el ensayo de recibimiento

Cuando la curva de ensayo se ubique entre las líneas A y C, el tramo libre real del anclaje es más extenso que el teórico y cuando se ubique entre las líneas B y C, el tramo libre real es más corto que el teórico. La curva resultante de las medidas efectuadas del anclaje en ensayo deberá ubicarse entre las líneas límites A y B, en este caso el anclaje será aceptado.

En el caso de observarse comportamiento satisfactorio en los ensayos de recibimiento y de calificación, la carga será disminuida, en las mismas etapas utilizadas para su crecimiento, hasta la carga de trabajo (en caso de incorporación inmediata) o hasta Fo (en caso de incorporación posterior). En caso de incorporación posterior, el anclaje será cargado en las mismas etapas hasta la carga de trabajo.

La fijación de la carga a los valores de la carga de trabajo (incorporación) del anclaje se hará con la instalación de cuñas (clavetes), rugosas o dentadas en los orificios de placa del cabezal, en cada cable, que serán apretadas por las cuñas, o por proceso similar. Como en esta operación puede haber pequeños desplazamientos de los cables al ser apretados por las cuñas y por el cabezal, se deberá evaluar este desplazamiento y calcular a que pérdida de tensión corresponde, para ser compensado en una sobre-tensión de anclaje en su incorporación final.

La prueba de recibimiento es echa en cada uno de los anclajes para demostrar su capacidad de transmisión de carga al terreno. A continuación se presentan ejemplos de registro de campos tomados en la obra de los ensayos recibimiento y calificación tomados de la zona crítica N° 09.

La magnitud de la carga de trabajo no deberá ser menor del 95% de la carga de diseño ni deberá exceder el 115% de la carga de diseño:

Tensión de diseño	35.00 Ton.
Tensión al 95%	33.25 Ton.
Tensión al 115%	40.25 Ton.

La condición de la carga de trabajo está dentro de un factor de seguridad respecto a la máxima carga aplicada:

Tensión máxima aplicada : 60.00 Ton.

$$\text{FS T95\%} = 60.00/33.25 = 1.80.$$

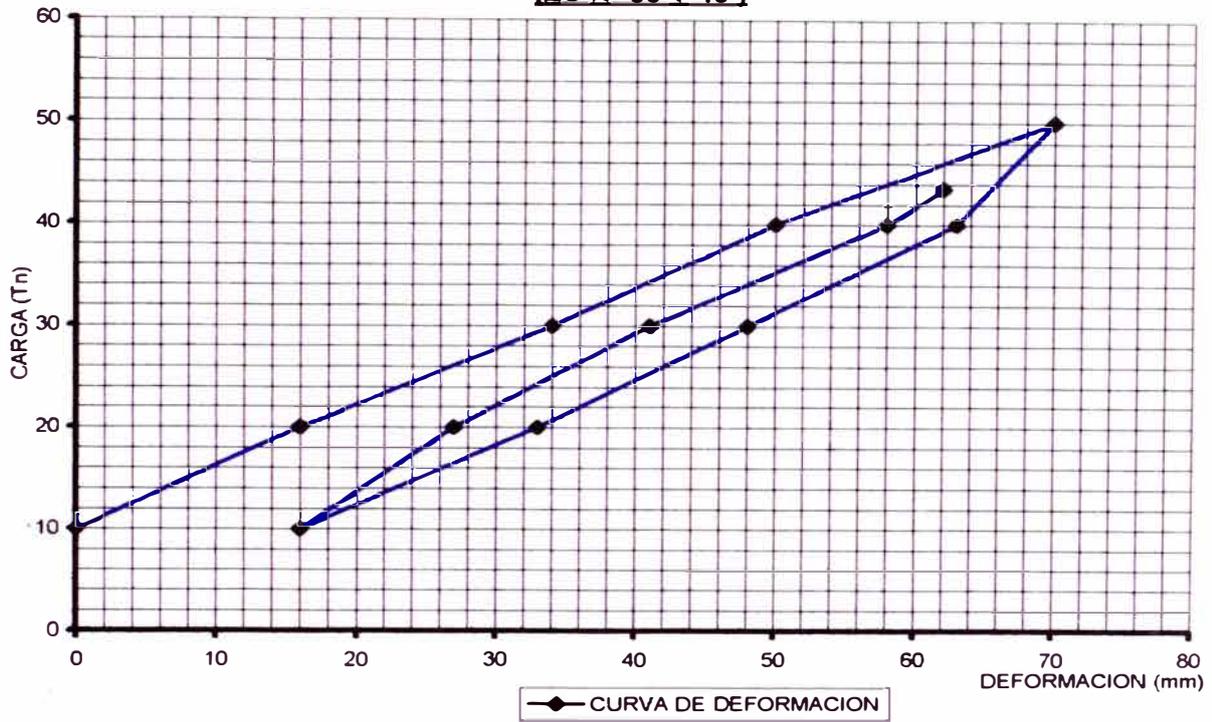
$$\text{FS T115\%} = 60.00/40.25 = 1.49.$$

$$\text{FS T diseño} = 60.00/35.00 = 1.71.$$

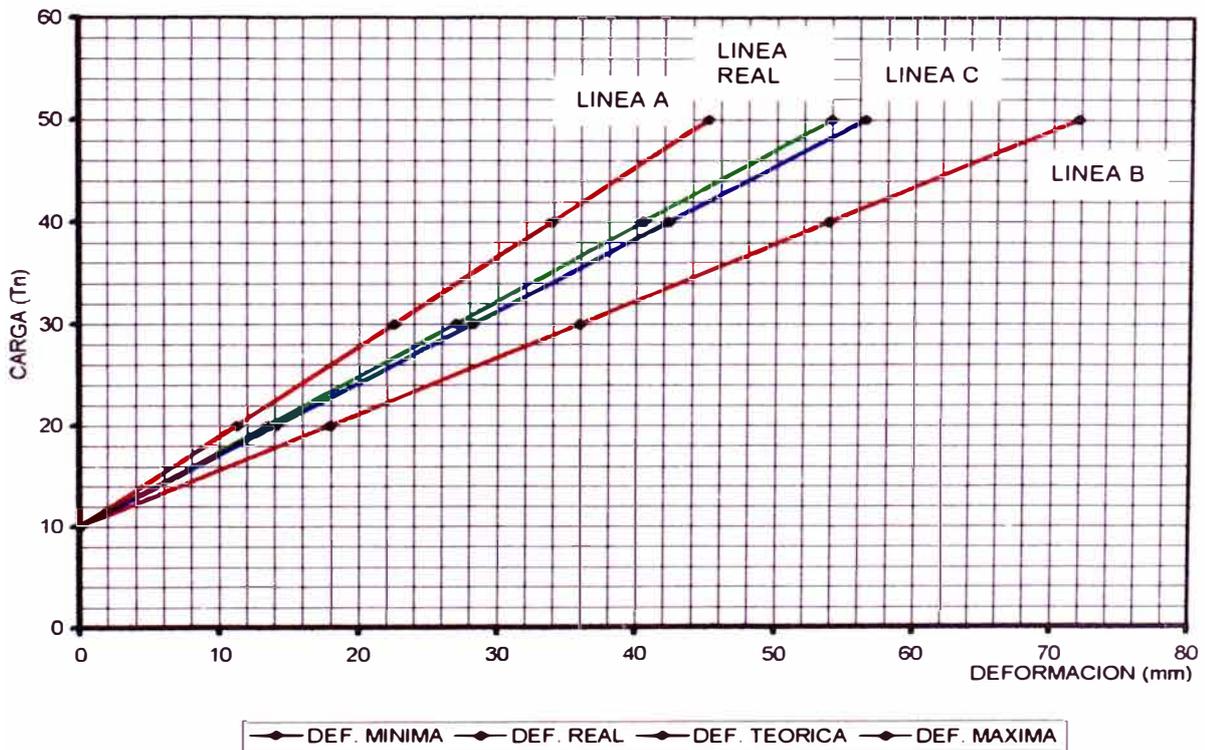
Teniendo en cuenta que por ningún motivo la carga de trabajo debe ser menor a la carga de diseño, concluimos que el factor de la tensión de trabajo está comprendida entre:

$$1.49 < \text{FS} < 1.71$$

ENSAYO DE RECIBIMIENTO
(ZC N° 09 T-10)

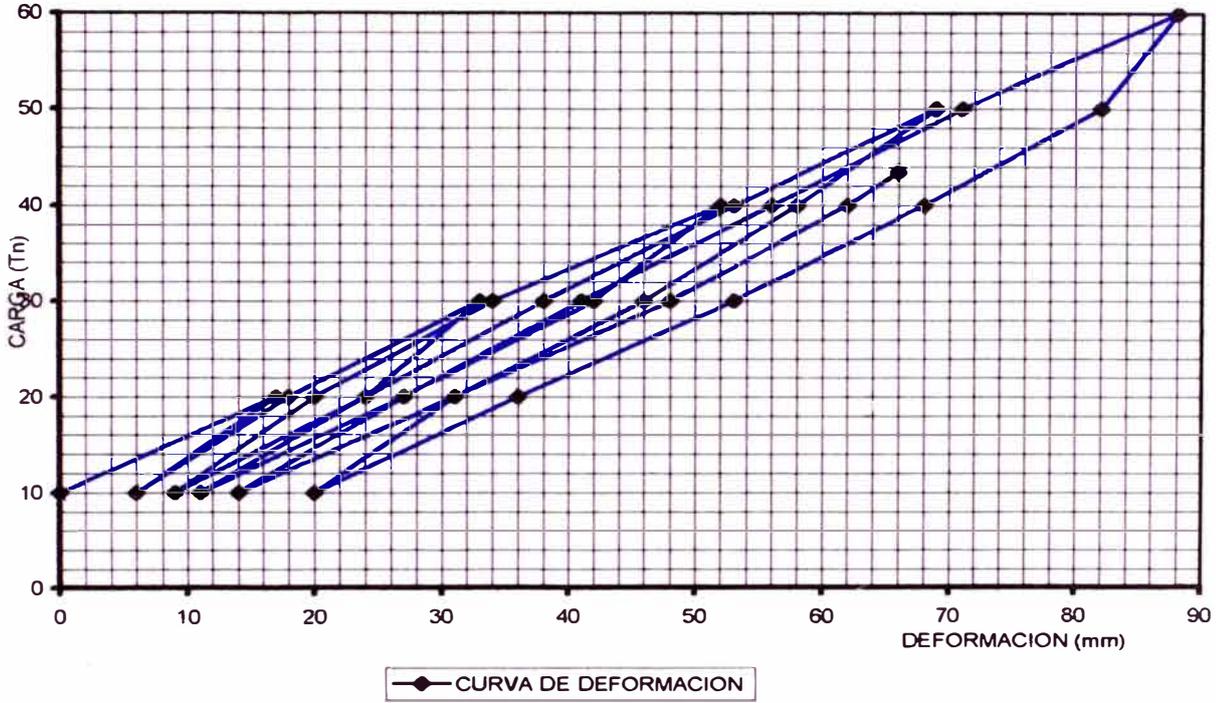


CURVA DE DEFORMACIONES
(ZC N° 09 T - 10)

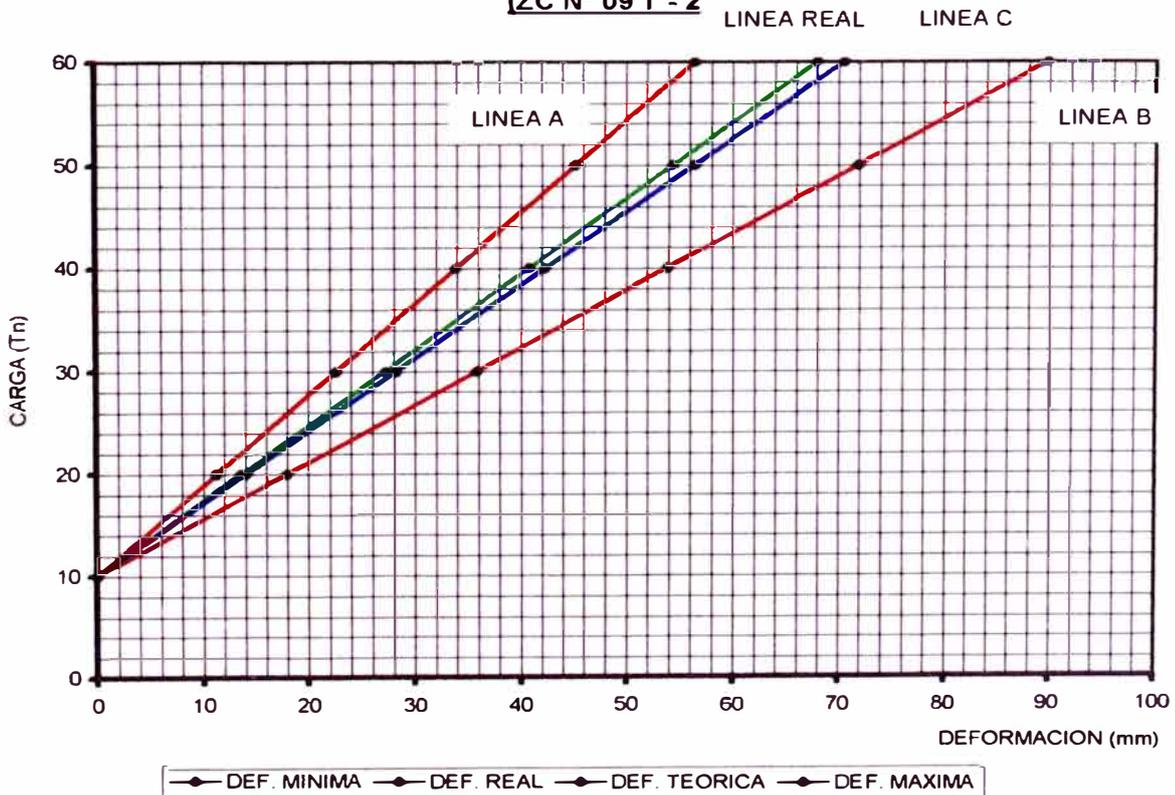


GEOTECNICA S.A.				ASOCIACION G Y M -COSAPI						
BOLETIN DE ENSAYO DE TENSADO DE ANCLAJE										
EQUIPO TENSADO N°			ANCLAJE N°			T21-ZC09		LONGITUD TOTAL		18 0 m
BOMBA HIDRAULICA			N° DE CABLES			4		LONGITUD EXTERIOR		11 0 m
MANOMETRO			FECHA INSTALACION			15/11/96		LONGITUD LIBRE		1 0 m
ALT SIST GATA			FECHA INYECCION			21/11/96		LONGITUD ANCLADA		6 0 m
CARGA DE TRABAJO			35 Tf			CARGA DE ENSAYO		60 Tf		TIPO DE TENSADO
										Calificacion
										21/01/97
HORA	DIF TIEMPO (min)	PRESION MANOM (Kg/cm2)	CARGA (Tf)	DESPLAZAMIENTOS (mm.)						
				MURO			CABLES			
				LECTURA	DESPL	TOTAL	LECTURA	DESPL	TOTAL	
		0	0	0				0		
08:10		35	10	0	0	0	0	0	0	0
08:14	00:04	65	20	3	3	3	17	17	17	17
08:17	00:03	35	10	3	0	3	6	-11	6	6
08:20	00:03	65	20	3	0	3	18	12	18	18
08:24	00:04	95	30	4	1	4	33	15	33	33
08:27	00:03	65	20	4	0	4	24	-9	24	24
08:30	00:03	35	10	4	0	4	9	-15	9	9
08:33	00:03	65	20	4	0	4	20	11	20	20
08:37	00:04	95	30	4	0	4	34	14	34	34
08:41	00:04	125	40	6	2	6	52	18	52	52
08:45	00:04	95	30	6	0	6	42	-10	42	42
08:49	00:04	65	20	6	0	6	27	-15	27	27
08:53	00:04	35	10	6	0	6	11	-16	11	11
08:57	00:04	65	20	6	0	6	24	13	24	24
09:01	00:04	95	30	6	0	6	38	14	38	38
09:04	00:03	125	40	7	1	7	53	15	53	53
09:07	00:03	155	50	9	2	9	69	16	69	69
09:10	00:03	125	40	9	0	9	58	-11	58	58
09:13	00:03	95	30	9	0	9	46	-12	46	46
09:17	00:04	65	20	9	0	9	31	-15	31	31
09:20	00:03	35	10	9	0	9	14	-17	14	14
09:24	00:04	65	20	9	0	9	27	13	27	27
09:27	00:03	95	30	9	0	9	41	14	41	41
09:30	00:03	125	40	9	0	9	56	15	56	56
09:33	00:03	155	50	10	1	10	71	15	71	71
09:49	00:16	185	60	12	2	12	88	17	88	88
09:52	00:03	155	50	12	0	12	82	-6	82	82
09:55	00:03	125	40	12	0	12	68	-14	68	68
09:58	00:03	95	30	12	0	12	53	-15	53	53
10:01	00:03	65	20	12	0	12	36	-17	36	36
10:05	00:04	35	10	12	0	12	20	-16	20	20
10:08	00:03	65	20	12	0	12	31	11	31	31
10:11	00:03	95	30	12	0	12	48	17	48	48
10:14	00:03	125	40	12	0	12	62	14	62	62
10:18	00:04	136	43.5	12	0	12	66	4	66	66
* Carga para incorporación de clavetes										
TECNICO DE INYECCION			V° B° CONTRATISTA				V° B° SUPERVISIION			

**ENSAYO DE CALIFICACION
(ZC N° 09 T-21)**



**CURVA DE DEFORMACIONES
(ZC N° 09 T - 2'')**



VI .9 SELLADO DEL ANCLAJE Y OBRAS ADICIONALES.

VI.9.A Sellado del Anclaje.

Después de concluir los trabajos de tensado de los anclajes, el tramo libre es inyectado a través de una válvula instalada en la parte inferior de este tramo, cerca de la transición entre los tramos anclado y libre, los que rellenan los vacíos entre los cables y el tubo de protección.

Los objetivos de dicha inyección es:

Proteger los cables y cabezal del anclaje contra los efectos de la corrosión.

Garantizar la adherencia entre los cables y el terreno.

Sello del Cabezal.

Una vez terminado el tensado y cortado de los cables expuestos, se procederán a cubrir el cabezal con un bloque de concreto de protección (cap), en la extremidad externa del anclaje, para la protección permanente de los mismos a la corrosión.

VI.9.B Relleno Estructural.

Considerando que el relleno estructural, está ubicado en la parte del tramo libre del anclaje, entonces este tramo libre será protegido por un tubo metálico o PVC clase 15, con un diámetro de 4" mínimo, el objetivo es de proteger los anclajes a la acción de los equipos de relleno y compactación.

VI.9.C Obras Adicionales.

Concluido los trabajos de tensado y sellado se realizaran obras de drenaje como son zanjas de coronación, cunetas de drenaje, drenes cortos, drenes profundos, cuya finalidad es de abatir la presión natural del agua existente en el suelo, para mejorar la estabilidad del talud y evitar el arrastre de materiales finos en el macizo.

Otras obras adicionales son los gaviones, enrocados al pie de la pantalla, para evitar la erosión del río en la cimentación de la pantalla.

CAPITULO VII

ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA LA EJECUCION DE TRABAJOS EN LAS PANTALLAS ANCLADAS.

Aquí se detallan las especificaciones técnicas de las partidas más importantes en la construcción de las placas ancladas.

VII.1 MOVIMIENTO DE TIERRAS.

VII.1.A Excavación de Material no Clasificado.

Descripción:

Esta partida consiste en la excavación, explanación y desquinche en zonas donde se ejecutarán trabajos de estabilidad de los taludes para eliminar bolonerías grandes que pudieran presentarse en la excavación, los cuales deben ser desalojados de la obra para evitar accidentes.

Método de ejecución:

Para la ejecución se empleará equipos de excavación y perforación (martillos neumáticos, barrenos, etc.), uso racional de explosivos. El procedimiento a seguir será tal que garantice la estabilidad del material en los taludes. Se deberá tomar precauciones necesarias contra, derrumbes y deslizamientos, de producirse éstas, no habrá pago adicional, tampoco para sobre excavaciones.

Si las excavaciones son realizadas con voladuras estas deberán efectuarse con personal calificado, evitándose la sobre excavación, este personal calificado debe garantizar no dañar instalaciones vecinas. El uso de explosivos será permitido y controlado, cuidando que no exista peligro de fracturación excesiva del material circundante, de aflojar o perturbar de alguna manera los terrenos vecinos. Si esto ocurre se reparará estas estructuras perjudicadas.

Los explosivos y los detonadores deben depositarse separadamente en almacenes independientes, secos, ventilados, a prueba de balas y resistentes al fuego. Dichos almacenes deben estar resguardados y lejos de centros de trabajo, campamentos u otro tipo de edificaciones y estructuras.

Se debe realizar inspecciones periódicas al polvorín o cuando lo se considere conveniente y deberá cerciorarse que las condiciones de almacenaje sean las óptimas.

VII.1.B Relleno Para Estructuras.

Descripción:

Esta partida consiste en el relleno relacionado con la construcción de la pantalla anclada.

Materiales

El material empleado en el relleno será seleccionado proveniente de excavaciones o préstamos de cantera, los que no deben contener materiales extraños, residuos ni materiales orgánicas.

Método de ejecución:

Después de 21 días del último vaciado de concreto en la estructura de las pantallas ó hasta que las pruebas hechas a los testigos del concreto demuestren que el concreto ha alcanzado la suficiente resistencia para soportar las presiones del relleno, se deberá realizar el relleno en capas horizontales no más de 15 cms

de espesor. Todas estas capas deberán ser compactadas convenientemente mediante el uso de planchas vibratorias, pequeños rodillos vibratorios, se exigirá la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor Standard. No se permitirá el uso de equipo pesado que pueda producir daño a las estructuras recién construida

VII.2 OBRAS DE DRENAJE SUPERFICIAL Y PROFUNDO.

VII.2 A Cunetas de Coronación.

Descripción:

Las cunetas de coronación sirven para captar y eliminar aguas de escorrentías que discurren en los taludes por encima de la plataforma de vía que puedan drenar a la plataforma y a la pantalla anclada, en una longitud mínima a la longitud de la pantalla anclada. Esta partida comprende la construcción de cunetas de coronación revestidas con concreto $f'c=175$ Kg/cm², con sección trapezoidal mínima de 0.50 m. de base, altura 0.50 m.

Esta partida comprende las siguientes actividades:

- Excavación y perfilado de zanjas.
- Revestimiento de la cuneta con concreto de calidad $f'c=175$ Kg/cm².
- Instalación de juntas de 1.25 cm, de espesor, colocados cada 3.0 m. a lo largo de la cuneta y material bituminoso para el sellado de juntas.

Método de ejecución:

Realizar la excavación para la cuneta, con la especificación de "excavación no clasificada para estructuras", prosiguiendo con el relleno con la especificación "Relleno para estructuras", luego se procede con el revestimiento de concreto siguiendo las especificaciones de "Concreto de cemento Pórtland"

Las juntas se ejecutarán a lo largo de las cunetas cada 3.0 metros, los que consistirán en ranuras a través de la sección de la cuneta rellenas con material bituminoso estable, firmemente introducido dentro de la ranura.

VII.2.B Sub Dren.

Descripción:

Están constituidos por tubos de polipropileno envueltos con material de filtro, geotextil y sello de material asfáltico:

Está comprendida de las siguientes partidas:

- Excavación de la zanja en el nivel del sub-dren.
- Preparación de la base según las alineaciones y gradientes indicados en los planos.
- Colocación de la tubería perforada.
- Relleno de material filtrante y el relleno impermeable.
- Colocación del geotextil.

Materiales:

Los materiales a ser utilizados deberán cumplir las siguientes especificaciones:

- Tubería de drenaje, serán tubos de polipropileno tipo pesado de 0.30 m. de diámetro, provistos de cuatro aberturas radiales en su porción inferior, distanciadas longitudinalmente 0.05 m. centro a centro.
- Relleno de Filtro, consistirá en una mezcla de grava y arena gruesa, limpia de materiales orgánicas dicha mezcla deberá ser duras y estables que cumplan con los siguientes límites granulométricos:

MALLA	PORCENTAJE QUE PASA
Requisitos del material Integral	
#3	100
#4	50 (mínimo)
Requisitos del material que pasa malla N°4	
#50	10-30
#100	0-10
#200	0.2

- Relleno impermeable, consistirá en una capa de 0.15 m. de material constituido de limos y arcillas, cuyo límite líquido (LL) estará comprendido entre 25 y 45, índice plástico (IP) entre 5 y 20. El contenido de materia orgánica será menor de 5%.
- Geotextil, consistirá en una cobertura de geotextil alrededor del relleno de filtro, será un material flexible, no tejido constituido por filamentos continuos de poliéster, el que deberá cumplir con los siguientes requisitos:

CUADRO N° 25

CARACTERISTICAS	ENSAYO A.S.T.M.	UNIDAD	REQUISITO
Peso	D-3376	Gr/cm2	200 mínimo.
Espesor	D-1777	mm.	2 mínimo.
Resistencia a la tracción	D-4632	N	400 mínimo
Elongación	D-4632	%	85 Máximo
Resistencia al punzonamiento	D-4833	N	300 mínimo
permeabilidad	D-4491	Cm/seg	0.10 a 0.40

Método de ejecución:

Las zanjas serán excavadas en las profundidades requeridas por el dren, en las que serán colocadas las tuberías con las aberturas dirigidas hacia abajo. Alrededor de la tubería y encima de la misma se colocarán el material de filtro, compactado manualmente por capas de cubrimiento hasta 0.15 m. La parte superior de la zanja será cubierta con material arcilloso impermeable.

VII.2.C Geotextil.

Descripción:

Este trabajo comprenderá en la provisión y ejecución de todos los trabajos necesarios para la colocación de un manto geotextil de las características que se indican a continuación.

Materiales:

El geotextil será un material flexible, no tejido, constituido por filamentos continuos de poliéster. Este material ensayado según Norma ASTM-D 4632-

Método Grab deberá cumplir con las siguientes características mecánicas:

- Resistencia a la tracción mínima 80 Kg.
- Elongación de rotura máxima 85%

Deberá tener un peso unitario no menos de 200 gr/m², el acopio de este material deberá efectuarse protegiéndole convenientemente de la luz solar directa.

Método de ejecución:

Se colocará el manto geotextil desplegándolo convenientemente, evitando la formación de cualquier tipo de pliegue o arruga. El manto geotextil será colocado sobre la capa filtrante de grava antes de ser iniciadas las actividades de explanaciones o rellenos de estructuras en zonas adyacentes a la construcción de la estructura.

En caso de traslapes, esto se hará con un mínimo de 30 cm. La unión de las bandas se hará por medio de costuras con hilo de poliéster de alta resistencia.

VII.2.D Sello de Arcilla.

Descripción:

Esta partida será necesaria en rellenos junto a estructuras.

Materiales:

El relleno se efectuará con materiales obtenidos de excavaciones o áreas de préstamo adecuados. Se usarán materiales cohesivos que contengan barro, ramas de árboles, raíces, etc. Si en el caso se necesita un material impermeable, el material deberá tener una granulometría adecuada, lo que incluya limos y arcillas, cuyo límite líquido (LL) estará comprendido entre 25 y 45, índice plástico (IP) entre 5 y 20. La permeabilidad debe ser menor de 10^{-5} cm/seg., y el máximo de materia orgánica en peso debe ser menor de 5%.

Método de ejecución:

El material se colocará en capas horizontales de espesor uniforme no mayor de 15 cm. sobre el área rellenada, de acuerdo a los alineamientos y hasta las cotas establecidas en los planos

La densidad máxima y el óptimo contenido de humedad serán obtenidos en laboratorio para cada material a usarse. Esta compactación se efectuará con herramientas manuales o equipos ligeros (pisones, planchas vibratorias, o rodillos neumáticos).

La superficie de la capa que se compacta será horizontal y uniforme, la densidad (seca) para suelos cohesivos no será menor del 95% de la densidad máxima del proctor standard, con una variación del porcentaje de humedad con respecto a la óptima de $\pm 2\%$.

La ejecución de pruebas y control de calidad de rellenos (compactación y humedad) será ejecutada por el contratista con el control de personal técnico, y se tomarán muestras de prueba por capa de relleno.

VII.2.E Drenes Cortos.

Materiales:

Deberán ser usado tubos de PVC rígidos, dotados de punta y bolsa, con diámetros de 2", rectilíneos y sin obstrucciones internas, el dren será formado por el tubo de PVC perforado o con ranuras envueltas por una manta de geotextil.

- Tubo de PVC rígido de 2" de diámetro.
- Geotextil de fibras poliéster cuyas características son:

Espesor 2 mm. (mínimo).

Peso 200 gr/m² (mínimo).

Resistencia a tracción 400 Newtons (mínimo).

Elongación 85% (máximo).

Permeabilidad de 0.10 a 040 cm/seg.

Hilo nylon para amarre.

Método de ejecución:

Las extremidades internas del tubo (del lado del relleno) deberán ser envueltas con una manta de geotextil, tomándose el cuidado de colocar con adhesivo para PVC. Siempre deberá haber superposición de 4 cm. en todos los lugares de enmienda de la manta. La superposición deberá ser efectuada en el mismo sentido.

Finalmente la manta será envuelta con hilo de nylon a cada 5 cm. para mejor garantía de adherencia de la manta al tubo. Antes de concretar del muro, serán colocados los tubos de PVC con diámetros de 2" en las posiciones indicadas en el diseño.

La colocación de drenes deberán ser ejecutadas en lugares adecuados. Los elementos básicos para esta ubicación deberán encontrarse en el plano de diseño.

VII.2.F Drenes Profundos.Descripción:

Con la finalidad de aliviar las presiones provocadas por el agua contenida en algunas zonas críticas de la carretera, deberán ser instalados drenes profundos en las ubicaciones, direcciones, inclinaciones y profundidades convenientes para aliviar dichas presiones.

Materiales:

Estos drenes deberán ser constituidos por tubos de PVC clase 10, con diámetro de 1 ½" o 2", con acoples roscables o de campana y con la extremidad interior cerrada por una tapa roscable o pegada. Estos tubos deberán ser perforados en toda su extensión (excepto los dos primeros metros medidos a partir de la extremidad superior) con huecos de ¼" de diámetro, distribuidos conforme a lo indicado en los planos. Todo el tramo perforado deberá ser recubierto con telas de polietileno o nylon con abertura de acuerdo con las granulometrías del suelo, como sigue:

TELA N°	GRANULOMETRIA DEL SUELO
30 (polietileno)	D85 \geq 1.0 mm.
60 (nylon)	D85 \geq 0.50 mm.

Estos drenes podrían ser substituidas con telas de polietileno o nylon, deberán ser ejecutadas de tal manera que las telas envuelvan los tubos con dos vueltas y que sean fijadas con hilos de nylon en toda su extensión. En caso de ser usado geotextil, la cobertura deberá ser efectuada con solamente una vuelta, con recubrimiento en las enmiendas y también fijado con hilo de nylon.

Las perforaciones necesarias para la instalación de los drenes podrán ser ejecutadas por procesos rotativos o por roto percusión y revestidos en los tramos sujetos a derrumbes. Los revestimientos solamente deberán ser sacados después de la instalación de los drenes.

Las perforaciones previstas serán inclinadas desde 5° (por encima de la horizontal, las cuales podrán ejecutarse perforaciones con otras inclinaciones, las profundidades máximas serán hasta un máximo de 30 m. y los diámetros hasta 4 ¾".

Método ejecutiva:

Las perforaciones para instalación de drenes son ejecutadas por procesos rotativos sin recuperación de muestras, o procesos roto-percusivos, de acuerdo con la naturaleza del terreno, o sea si las perforaciones son sujetas a derrumbes, se hace necesaria la instalación de revestimiento metálicos en toda la extensión del taladro para permitir la libre instalación de la tubería de drenaje en el interior del mismo. El diámetro mínimo necesario para la instalación de los drenes es de 3 pulgadas. Dependiendo de la extensión de la perforación, la misma debe ser ejecutada en forma telescopada, empezándose con diámetros mayores de 3 pulgadas que son reducidos a medida que se avanza con el taladro.

Antes de la introducción de la tubería de drenaje en el taladro, esta deberá ser lavado con aire o agua para eliminar cualquier detrito existente dentro del revestimiento metálico y permitir la libre introducción de la tubería de drenaje.

Solamente después de la instalación del dren en toda la extensión del taladro es que se debe retirar el revestimiento metálico del hueco, dejando la tubería plástica del terreno.

VII.3 OBRAS DE PROTECCION.

VII.3.A Revestimiento de Piedras.

Descripción:

La partida está referida al revestimiento de piedra acomodada con concreto $f'c=140$ Kg/cm², en un espesor de 0.15 m. aplicados en los tramos inclinados del talud comprendido entre el extremo superior de la pantalla anclada y el borde de la vía.

Materiales:

Para base y amarre se utilizará concreto $f'c=140$ Kg/cm², como cuerpo piedra grande, emboquillada, seleccionada en forma y tamaño del orden de 15 cm. de espesor sanas y durables.

Método de construcción:

Preparar el tramo a emboquillar eliminando materiales sueltos, en la cual se vertirá una capa de concreto de $f'c=140$ Kg/cm² en 5 cm de espesor, uniforme y paralelo a la superficie a revestir, las piedras serán colocadas en su cama de concreto, cuando el concreto aún esté fresco estas piedras serán acomodadas con las superficies planas hacia arriba y los más próximas posibles unas con respecto a otras.

Las juntas no deberán tener mayor de 25 milímetros de separación las que serán rellenadas con lechada de cemento, luego de que el concreto haya fraguado. Los espacios entre piedras se rellenarán con concreto hasta el nivel de la cara externa de la piedra.

VII.3.B Enrocado Colocado al Volteo.

Descripción:

Comprende la explotación, selección, transporte y colocación de enrocado de protección en las ubicaciones y dentro de los límites mostrados en los planos. Asimismo, comprende la preparación del terreno para recibir el enrocado de acuerdo a la partida de “excavación de material no clasificado”.

Materiales:

- Calidad:

Los fragmentos de roca deberán satisfacer los requisitos en cuanto a calidad:

Los fragmentos individuales de roca deberán ser densos, sanos, y resistentes al desgaste y estar libre de fisuras, grietas y otros defectos que puedan contribuir a su destrucción por efectos de aguas.

- Las muestras preparadas deberán satisfacer los siguientes requisitos cuando se realicen las siguientes pruebas:

Prueba	Requisito
Peso específico.	Mayor que 2.60.
Sanidad (método de Sulfato de Sodio).	Menor que el 10% de pérdida de peso después de 5 ciclos.
Desgaste (Usando máquina de Los Ángeles).	Menor del 35% de pérdida de peso después de 500 revoluciones.

- Granulometría:

Los materiales para enrocado deben tener la granulometría siguiente:

Granulometría: Porcentajes de Piedras de Diferentes Pesos (Kg)			
Tamaño máximo:	Cuando menos el 25% mayor que:	45 a 75 % de:	No mas del 25% menor de:
450 Kg.	130 Kg.	5 - 130 Kg.	5 Kg.

Método de ejecución:

Se obtendrá por explotación y excavación de cantera, en la que se seleccionará los fragmentos de rocas razonablemente bien graduados hasta 450 Kg. de peso para usarse como enrocado. El tipo de equipo utilizado y las operaciones en la cantera para producción del enrocado serán las necesarias para producir las granulometrías apropiadas en los fragmentos de rocas.

Los fragmentos de las rocas del enrocado no es necesario compactarlos, es suficiente con el descargo y acomodarlos por medios de equipos mecánicos o manuales, de manera que los fragmentos grandes de rocas queden uniformemente distribuidos, y que los pequeños servirán para llenar los espacios entre los fragmentos grandes de manera que las capas de enrocamiento queden uniformes y compactadas y del espesor especificado.

VII.3.C Concreto Lanzado.

Descripción:

El concreto lanzado está constituido principalmente por una mezcla de cemento, aditivo acelerante y agregados en las proporciones que se indican en el cuadro siguiente, pudiendo emplearse técnicas de concreto lanzado húmedo o concreto lanzado en seco.

Mezcla típica

CUADRO N° 26

COMPONENTES	CONCRETO LANZADO SECO		CONCRETO LANZADO HUMEDO	
	Kg/m3	%	Kg/m3	%
Cemento	420	18.5	460	18.6
Aditivo (Silica)	42	1.9	42	1.7
Agregado grabado	1735	76.4	1735	70.3
Fibra de acero(*)	59	2.6	59	2.4
Acelerante	13	0.6	13	0.5 (*)
Agua	Control salida		160	6.5
TOTAL	2269	100	2469	100

(*) Nota: opcional.

Materiales:

- **Cemento**, el cemento a utilizarse será el cemento Portland tipo I las que cumplan con las normas ASTM C-150 e ITINYEC 334.009-74. Normalmente este cemento se expende en bolsas de 42.50 Kg, el que puede tener una variación del 1% del peso indicado, también se podrá usar cemento a granel para lo cual debe contarse con un almacenamiento adecuado para que no se produzcan cambios en su composición y características físicas.
- **Agregados**, Deberán cumplir con las especificaciones para agregados de concreto (ASTM C – 33) y la gradación de los agregados finos y gruesos combinados será la que aparece en el cuadro siguiente:

Granulometría del Agregado

CUADRO N° 27

MALLA	Granulometría 1 (% que pasa)	Granulometría 2 (% que pasa)	Granulometría 3 (% que pasa)
19 mm. ¾ "	100	100	100
12mm. ½ "	100	100	80-95
10 mm. 3/8 "	100	90-100	70-90
4.7 mm. #4	95-100	70-85	50-70
2.4 mm. #8	80-100	50-70	35-55
1.2 mm. #16	50-85	35-55	20-40
600 μ mm. #30	25-60	20-35	10-30
300 μ mm. #50	10-30	8-20	5-17
150 μ mm. #100	2-10	2-10	2-10

Los agregados deben ser limpios, silicosos, resistentes a la abrasión, lustrosos, libres de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, micas, esquistos, pizarras, álcalis y materiales orgánicos.

- Agua, el agua a emplearse en la preparación del concreto lanzado, en principio debe ser fresca y limpia, libre de sustancias perjudiciales como aceites, ácidos, álcalis, sales minerales, materia orgánicas, partículas, fibras vegetales, etc.
- Aditivos, se permitirá el uso de aditivos tales como acelerantes de fragua, siempre y en cuando sea de calidad reconocida y comprobada. No se permitirá el uso de productos que contengan cloruros de calcio o nitratos.

Método ejecutivo:

Se requiere primero eliminar los materiales sueltos tanto para la seguridad del personal, como para reducir el concreto lanzado falso que se produce al aplicarlo sobre rocas sueltas, luego debe limpiarse la superficie de roca u otro material con

una mezcla de aire-agua a presión de 5 bares para extraer todo residuo de polvo que impediría una buena adherencia del concreto.

La distancia óptima de la boquilla y la superficie que se desea recubrir debe ser de 1 a 1.20 m. a mayor o menor distancia se incrementa el rebote, la boquilla deberá estar a una dirección perpendicular o radial a la superficie que se desea recubrir y deberá tener un movimiento ligeramente circular.

Se debe seguir un trazo controlado mientras se proyecta el concreto, en lo posible ir de modo horizontal de capas inferior hasta superiores, si no se mantiene este trazo controlado del movimiento, el concreto lanzado tendrá compactaciones y espesores desiguales. El curado del concreto lanzado deberá comenzar a las pocas horas de haberse instalado y se debe mantener con abundante riego de agua por lo menos durante 10 días.

Se ejecutarán agujeros de drenajes destinados a aliviar las presiones al revestimiento.

Control de calidad:

Todo concreto lanzado deberá alcanzar luego de 3 días una resistencia a la compresión uniaxial de 20 Mpa, a los 7 días una resistencia mínima de 30 Mpa y una resistencia mínima de 40 Mpa a los 28 días.

El producto final deberá tener una densidad seca de 2275 Kg/cm² como mínimo y un máximo volumen de vacíos de 15%. Cada 30 m³ de concreto lanzado aplicado se prepararán muestras de campo en cajonetas de 60 cm.x 60 cm x 10 cm., con el objeto de extraer testigos cilíndricos, para ensayarlos a compresión uniaxial.

VII.3.D Gaviones.

Descripción:

Este trabajo consiste en la provisión y armado de gaviones de piedra embolsada, contruidos en un todo de acuerdo a los detalles de los planos.

Materiales:

- Malla Metálica, la red que cubre y confina exteriormente a la piedra será de malla hexagonal a doble torsión del tipo 10 x 12 cm. para los gaviones.

El alambre de malla metálica y el que utiliza las operaciones de amarre y atirantamiento debe ser acero dulce, recocido que deberá soportar una carga de rotura media mayor de 38 Kg/mm² cumpliendo las mismas normas que el utilizado en la malla.

Este alambre deberá ser galvanizado con cobertura pesada de zinc con las siguientes características:

Diámetro nominal Del alambre	Peso mínimo del Revestimiento
2.20 mm.	240 gr/cm ² .
2.70 mm.	260 gr/cm ² .
3.40 mm.	275 gr/cm ² .

El diámetro del alambre galvanizado de amarre será de 2.20 mm., mientras que el diámetro del alambre galvanizado para refuerzo de bordes será de 3.40 mm. y este refuerzo se vinculará firmemente al paño de malla con un retorcido mecánico.

La red deberá llevar refuerzo en todos los bordes con alambre de mayor diámetro que el que ha sido empleado para la malla (más o menos de 2.5 %).

- Piedra, será de buena calidad, densa, tenaz, durable, sana, sin defectos, que afecten a su estructura, libre de vetas, grietas y sustancias extrañas adheridas, e incrustaciones cuya alteración posterior pueda afectar a la estabilidad de la obra.

El tamaño de piedra deberá ser en todos los casos de 1.50 a 2.50 veces la mayor dimensión de la abertura de la malla de la red. El porcentaje de vacío del gavión no será superior al 30%.

Método ejecutivo:

Previo a la ubicación y armado se deberá preparar convenientemente la superficie de asiento, se coloca la estructura metálica desdoblada y extendida en el asiento, luego se alza las cabeceras y cogiendo las cuatro aristas verticales con el alambre apropiado para este fin. Estas costuras se ejecutaran en forma continua pasando el alambre por todos los huecos y empleando en esta operación los dos hilos de borde que se encuentran juntos.

Los bloques contiguos deberán atarse entre sí firmemente por medio de resistentes costuras a lo largo de las aristas en concreto. Estas costuras se efectuarán como se indica en el párrafo anterior. A su vez deberán ser cosidas firmemente a las colchonetas que le sirven de apoyo.

Esta operación de vincular entre si los distintos gaviones, es de fundamental importancia para la estabilidad del sistema de gaviones, ya que estos deben actuar como una estructura monolítica para tolerar las deformaciones y asentamientos que puedan llegar a producirse. Durante la construcción deberán colocarse tirantes verticales a razón de 2 tirantes por cada metro cuadrado de gavión.

Para asegurar la verticalidad y línea de las paredes se utilizan guías, encofrado o cualquier otro elemento, durante la construcción se debe ir colocando tirantes horizontales y se colocarán a razón de 4 a 6 tirantes por cada metro cúbico de gavión. Finalmente se procederá a cerrar el gavión bajando la tapa, la que será cosida firmemente a los bordes de las paredes verticales. Se deberá cuidar que los rellenos de estas estructuras sean lo suficiente de manera tal que la tapa quede tensada confinando la piedra.

VII.3.E Cobertura Vegetal.

Descripción:

La cobertura vegetal consiste en la utilización de diversos vegetales con el fin de preservar las áreas referentes en el cuerpo de la carretera (talud, áreas de préstamo, banquetas, etc.) dando condiciones de resistencia a la erosión y arborización protectora.

Materiales:

- Suelos, toda el área deberá estar limpia de cascajos, basura y cualquier obstáculo, principalmente si son no degradables. La tierra debe ser removida hasta una profundidad de aproximadamente 15 cm. y recibir preparación propia para el plantío de grama, según los técnicos locales de la oficina competente, que podrá solicitar adicionalmente la corrección del Ph del suelo.
- Grama, se recomienda el plantío de por lo menos tres especies nativas diferentes que deberán ser mezcladas sobre la misma área.
- Leguminosas, deberá utilizarse las leguminosas que mayor se adecuó al clima de la región. La utilización de semillas podrá ser hecha por propagación, siendo también indispensable el plantío de algunos arbustos.
- Arbusto, deberá ser especies que alcancen una altura entre 1.50 y 2.00 m. estar sanos y sin plagas. El transporte debe ser hecho en bolsas plásticas para la conservación de la mata original.

Método ejecutivo:

El plantío de los arbustos deberá ser hecho después del crecimiento de la grama. El área del plantío debe tener como mínimo 1.00 m². para permitir el drenaje de la lluvia y establecer las nutrientes que el arbusto necesita. Para esta tarea debe sacarse la grama en placas de 1.00 x 1.00 m². Los arbustos serán amarrados a una estaca de madera o bambú el cual será enterrado en un hoyo.

Los hoyos deben ser preparados tres días antes del plantío y debe ser llenados con la siguiente mezcla en la tierra (si fuera de buena calidad) 500 gr de NKP ó 50 gr de NKP más 2/3 de tierra negra y 1/3 estiércol si la tierra fuese mala.

VII.4 ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

VII.4.A Encofrado y Desencofrado.

Descripción:

Esta partida comprende el suministro, ejecución y colocación de las formas de madera y/o metal necesarias para el vaciado del concreto de los diferentes elementos que conforman las estructuras y el retiro del encofrado en el lapso que se establece más adelante.

Materiales:

Se pueden usar encofrados de madera o metal. Los paneles de madera deberán, amarrarse por medio de pernos que puedan ser retirados posteriormente.

Método ejecución:

Los encofrados deberán ser diseñados y contruidos en tal forma que resistan plenamente sin deformarse el empuje lateral del concreto al momento del vaciado y el peso de la estructura mientras esta no sea autoportante.

Las juntas de unión serán calafateadas, a fin de impedir la fuga de la lechada de cemento, debiéndose cubrir con cintas de material adhesivo para evitar la formación de rebabas. Los encofrados serán debidamente 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.

Los orificios que dejen los pernos de sujeción deberán ser llenados con mortero seco compactado, una vez retirados estos.

Los encofrados no podrán retirarse en los siguientes plazos:

Costados de vigas y losas	24 horas.
Fondos de vigas	21 días.
Losas	14 días.
Estribos, pilares y muros	3 días.
Cabezales de alcantarillas TMC	2 días.
Sardineles	3 días.

En caso de utilizarse acelerantes de fragua, los plazos podrán reducirse de acuerdo al tipo y proporción del acelerante que se emplee, en todo caso, el tiempo de desencofrado se fijará de acuerdo a las pruebas de resistencia efectuadas en muestras de concreto.

VII.4.B Acero de Refuerzo.

Descripción:

Esta partida es el aprovisionamiento y colocación de las barras de acero para el refuerzo del concreto de acuerdo con las especificaciones siguientes.

Materiales:

Las barras de acero para el refuerzo de concreto estructural deberán cumplir con las especificaciones establecidas por AASTHO M-137 ó ASTM A-615-68 (G-60).

El material será de acero corrugado $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, grado 60.

Requisitos para la construcción:

Las barras de acero, deberán estar protegidas contra daños en todo momento y deberán almacenarse sobre soportes para evitar su contacto con el suelo. Antes

de vaciar el concreto, se deberá comprobar que las barras de refuerzos estén libres de suciedad, pintura, aceites, o cualquier otra sustancias extraña.

La dobladura deberá ser en frío y de acuerdo a los procedimientos del ACI y la AASTHO. Para dichas operaciones deberán ser echas por obreros competentes.

VII.4.C Concreto de Cemento Portland.

Descripción:

Comprende los diferentes tipos de concreto compuesto de cemento Portland, agregados finos, agregados gruesos y agua, preparados y constituidos de acuerdo con estas especificaciones, en las estructuras, formas, dimensiones y clases indicadas en los planos de diseño.

La característica principal es la durabilidad, la cual se define como la resistencia a la acción del clima, a los ataques químicos, a la abrasión o a cualquier otro proceso que afecte al concreto, manteniendo su forma original, su calidad y propiedad de servicio al estar expuestos a su medio ambiente.

Para lograr estas propiedades se requiere lo siguiente:

Baja relación agua / cemento.

Granulometría adecuada de los agregados gruesos y finos.

Los agregados deberán ser duros y resistentes.

Curado adecuado.

Especial atención a los procedimientos constructivos.

Uso cuidadoso de aditivos.

mínimas de cemento para cada clase de concreto.

Tipos de Concreto:

Se consideran las siguientes clases de concreto:

Concreto de $f'c=100 \text{ Kg/cm}^2$.

MALLA	% QUE PASA EN PESO
3/8".	100
N° 4	95 - 100
N° 16	45 - 80
N° 50	10 - 30
N° 100	2 - 10
N° 200	0 - 3

A fin de determinar el grado de uniformidad, se hará una comprobación del módulo de fineza con muestras representativas de todas las fuentes que serán usadas. Los agregados finos de cualquier origen, que acusen una variación del módulo medio de fineza de las muestras representativas no serán usados a no ser con una sujeción a los cambios en las proporciones de los agregados.

- Agregado gruesos; deberá satisfacer los requisitos de AASHTO M-80, el cual consistirá de grava o piedra triturada, con una resistencia ultima mayor que la del concreto en que se va emplear, químicamente estable, durable, sin materias extrañas y orgánicas adheridas a su superficie.

El tamaño máximo del agregado grueso, no deberá exceder los $\frac{2}{3}$ del espacio libre entre barras de refuerzo.

La cantidad de sustancias dañinas no excederá de los límites indicados en la siguiente tabla:

CUADRO N° 28

SUSTANCIA	% EN PESO	MET. DE PRUEBA
Fragmentos blandos	5 % máx.	T - 089
Carbón y lignito	1 % máx.	T - 113
Arcilla y terrones de arcilla	0.25 % máx.	T - 011
Material que pasa la malla N° 200	1 % máx.	T - 011
Abrasión Los Ángeles	40 % máx.	T - 096
Pérdida en ensayo de durabilidad con sulfato de sodio	12 % máx	T - 104

El agregado grueso será bien graduado dentro de los límites indicados en la siguiente cuadro:

CUADRO N° 29

Granulometría	Porcentaje en peso que pasa por los tamices							
	2 ½"	2"	1 ½"	1"	¾"	½"	3/8"	N°4
N°7 (1/2"-N°4)					100	90-100	40-70	0-15
N°67 (3/4"-N°4)				100	90-100	--	20-55	0-10
N°57 (1"-N°4)			100	95-100	--	25-60	--	0-10
N°467 (1 1/2"-N°4)		100	95-100	--	35-70	--	10-30	0-5
N°357 (2"-N°4)	100	95-100	--	35-70	--	10-30	--	0-5
N°4 (1 1/2"-3/4")		100	90-100	20-55	0-15	--	0-5	--
N°3 (2"-1")	100	90-100	35-70	0-15	--	0-5	--	--

- Agua: para preparar y curar el concreto, previo sometimiento a las pruebas de AASHTO T-26. El agua destinada para el lavado del agregado y para mezclar el concreto deberá ser fresca, limpia y substancialmente libre de aceite, ácidos, aguas negras, minerales nocivos o materias orgánicas. No deberá contener sales como cloruro de sodio en exceso de trescientas (300) partes por millón, ni sulfatos de sodio en exceso de doscientos (200) partes por millón.

El agua para el curado del concreto no deberá tener un ph más bajo de 5 ni contener impurezas en tal cantidad que puedan provocar la decoloración del concreto.

- Aditivos, el uso de aditivos deberá previamente ser estudiado y aprobado. Todo los aditivos deberán ser medidos con una tolerancia de exactitud de dos por ciento 2% respecto al peso del cemento aproximadamente, antes de mezclarlos.

Los aditivos deben de ser evaluados previamente sus efectos, los cuales deberán ser con los materiales que serán usados en la fabricación del concreto.

Método de ejecución:

Previamente a la fabricación del concreto, se debe someter a una aprobación la dosificación para cada clase de concreto, para lo cual se deberá definir las siguientes características:

Calidad del cemento.

Calidad y granulometría de los agregados.

Proporciones de pruebas de laboratorio.

Las dosificaciones de cada clase deberán ser avaladas por lo menos de seis testigos, probados a la misma edad, obteniéndose mezclas de prueba con los materiales que se propone usar, los que deberán, todos sin excepción dar una resistencia a la compresión de 15% mayor que el valor característico especificado.

Control de la dosificación en Obra, todos los componentes del concreto, excepto el agua serán medidos exclusivamente por el peso, los cuales cada clase de agregado serán pesados separadamente. Los indicadores de peso tendrán una precisión de 1% debiendo obtenerse una precisión en el pesado de los agregados no inferior al 3%. No será necesario pesar el cemento contenido en bolsas selladas y que tengas visiblemente indicado su peso. El agua es medida por volumen.

Transporte y colocación del concreto; antes de iniciar el proceso de preparación y colocación del concreto se debe verificar:

Los niveles y dimensiones de los encofrados y elementos estructurales.

Las barras de refuerzo deberán estar correctamente ubicadas en cantidad y calidad.

Las superficies internas de los encofrados, el acero de refuerzo y los elementos embebidos estén limpios y libres de restos de mortero, concreto, óxidos, aceites, grasa, pintura o cualquier otro elemento prejudicial para el concreto.

Los encofrados estén terminados, adecuadamente arriostrados, humedecidos y/o aceitados.

Se cuente con el equipo mecánico necesario a ser utilizado en el proceso de colocación y compactación del concreto, las que deben funcionar perfectamente.

Se cuente en obra con los materiales necesarios en cantidad y calidad.

El concreto a ser usado, no excederá más de 30 minutos entre su fabricación y colocación.

Curado, desde el punto de vista estructural, los primeros días en la vida del concreto son críticos e influyen considerablemente en sus características de

resistencias y durabilidad; por ello se requiere de condiciones favorables de temperatura y evitar la pérdida de agua en la mezcla.

El sistema de curado que se usará deberá ser aplicado inmediatamente después del vaciado a fin de evitar agrietamiento, resquebrajamiento y pérdidas de humedad del concreto.

Todas las superficies deberán conservarse húmedas durante 7 días después de la colocación del concreto.

Evaluación del Concreto, la evaluación del concreto se efectuará aplicando la norma ACI-214. Se llevará un record estadístico de los resultados de las pruebas, estableciendo de esta manera la resistencia promedio, la resistencia característica y la desviación estándar obtenidas.

Para tal fin se tomarán como mínimo 9 muestras estándar por cada llenado, rompiéndose tres a los siete días, tres a los catorce días y tres a los veintiocho días, considerándose el promedio de cada grupo como resistencia última de la pieza.

CAPITULO VIII

COSTOS Y PRECIOS UNITARIOS.

En este capítulo presentaremos el presupuesto total de obra proyectado, así como también el presupuesto total proyectado para las obras de estabilización de taludes con placas ancladas proyectados y ejecutados en todas las zonas críticas, donde se verá el incremento de costo de obra de estabilización de taludes por trabajos adicionales, el cual ha sido tramitado en los nueve adicionales de obra presentados a la supervisión para su revisión y aprobación.

También presentaremos los presupuestos proyectados y ejecutados por cada zona crítica estabilizados con pantallas ancladas, los análisis de precios unitarios correspondientes a estos trabajos.

PROYECTO	PROYECTO ESPECIAL REHABILITACIÓN INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE
MODALIDAD	TRAMO II CARACÓL TINGO MARÍA
POSTOR	PRECIOS UNITARIOS ASOCIACIÓN GYM-COSAPI

PRESUPUESTO TOTAL DE OBRA

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNID	METRADO	P.U. (S/.)	SUB TOTAL	TOTAL
PRELIMINARES						
01 01	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS	GBL	1 00	366 893 80	366 893 80	
01 02	DERECHO DE CANTERA	M3	80,000 00	1 00	80,000 00	446,893.80
MOVIMIENTO DE TIERRA						
02 01	ESCARIFICADO, PERFILADO Y COMPACTACIÓN DE BASE EXISTENTE	M2	198,575 00	0 90	178 717 50	
02 02	REMOCIÓN Y ELIMINACIÓN DE CARPETA ASFÁLTICA	M3	10,642 00	10 22	108,761 24	
02 02	ROCE Y LIMPIEZA	HA	24 00	2,700 61	64,814 64	
02 03	EXCAVACIÓN EN MATERIAL NO CLASIFICADO	M3	1,972 00	9 48	18,694 56	
02 04	RELLENO CON MATERIAL DE CANTERA	M3	1,622 00	7 16	11 613 52	382,601.46
PAVIMENTOS						
03 01	PARCHADO SUPERFICIAL	M2	6,375 00	24 30	154 912 50	
03 02	PARCHADO PROFUNDO	M2	950 00	31 03	29 478 50	
03 03	BASE GRANULAR E=0 15 M	M3	28,682 00	18 34	526 027 88	
03 04	IMPRIMACIÓN	M2	301,560 45	0 55	165 858 25	
03 05	RIEGO DE LIGA	M2	256,956 00	0 24	61 669 44	
03 06	CARPETA ASFÁLTICA	M3	17,395 40	68 05	1,183 756 97	
03 07	BASE GRANULAR TIPO I BERMA	M3	6,713 90	31 03	208 332 32	
03 08	TRATAMIENTO SUPERFICIAL MONOCAPA	M2	134,278 00	1 28	171 875 84	
03 09	PAV RÍGIDO DE CONCRETO F'c=280 KG/CM2	M3	108 00	237 72	25 673 76	
03 10	ASFALTO SÓLIDO	GLN	608,839 00	1 71	1,041 114 69	
01 11	ASFALTO LIQUIDO	GLN	184,373 00	2 03	374 277 19	
01 12	FILLER	TON	870 00	272 31	236 909 70	4,179,887.03
TRANSPORTE						
04 01	TRANSPORTE DE MATERIALES D < 1 KM	M3-KM	50 652 64	2 66	134 736 02	
04 02	TRANSPORTE DE MATERIALES D > 1 KM	M3 KM	1,096 120 27	0 52	569 982 54	
04 03	TRANSPORTE DE MEZCLA D < 1 KM	M3 KM	17 396 00	5 02	87 327 92	
04 04	TRANSPORTE DE MEZCLA D > 1 KM	M3 KM	193,745 00	0 54	104,622 30	896,668.78
OBRAS DE ARTE Y DRENAJE						
05 01	LIMPIEZA DE ALCANTARILLAS	M3	971 00	28 19	27 372 49	
05 02	LIMPIEZA MATERIAL	ML	6,963 00	4 17	29,035 71	
05 03	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADO EN CUNETAS	M3	7,754 00	11 25	87 232 50	
05 04	RELLENO PARA ESTRUCTURAS	M3	2,085 00	22 53	46 975 05	
05 05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	3,166 00	40 28	127 526 48	
05 06	ACERO DE REFUERZO	KG	62 403 00	2 04	127 302 12	
05 07 02	CONCRETO F'C=100 KG/CM2	M3	64 00	189 83	12 149 12	
05 07 03	CONCRETO F'C=140 KG/CM2	M3	310 00	234 69	72 753 90	
05 07 05	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	1,561 00	255 46	398 773 06	
05 07 06	CONCRETO CICLÓPEO F'C=175 KG/CM2	M3	138 00	197 55	27 261 90	
05 08	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS	M3	2 149 00	167 92	360 860 08	
05 09	ALCANTARILLA TMC DIAM 0 90 M	ML	35 00	245 25	8 583 75	
05 10	ALCANTARILLA TMC DIAM 1 20 M	ML	25 00	337 50	8 437 50	
05 11	ALCANTARILLA TMC DIAM 1 55 M	ML	24 00	501 75	12 042 00	
05 12	ALCANTARILLA MULTIPLATE DIA 3 00 M	ML		1,935 60		
05 13	CUNETA TRIANGULAR REVESTIDA	ML	17 175 00	46 35	796 061 25	
05 14	CUNETA DE CORONACIÓN	ML	169 00	131 96	22 301 24	
05 15	REVESTIMIENTO CON PIEDRA EMBOQUILLADA	M2	6 099 00	56 78	346 301 22	
05 16	ENROCADO	M3	2,706 00	67 36	182 276 16	
05 17	SUB-DREN	ML	1,960 00	90 40	177 184 00	
05 18	CUNETA FRANCESA	ML	50 00	90 80	4 540 00	
05 19	AMPLIACIÓN DE CUNETA TRIANGULAR REVESTIDA	ML	48,500 00	34 62	1,679 070 00	
05 20	PINTURA ASFÁLTICA ALCANTARILLA METÁLICA	M2	9,340 00	18 23	170 268 20	4,724,307.73
ESTABILIZACIÓN DE TALUDES						
06 01	CONCRETO CICLÓPEO F'C=175 KG/CM2	M3	140 00	197 55	27 657 00	
06 02	CONCRETO F'C=100 KG/CM2	M3	16 00	160 36	2 565 76	
06 03	CONCRETO F'C=175 KG/CM2	M3	104 00	244 45	25 422 80	
06 04	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	422 00	255 46	107 804 12	
06 05	CONCRETO INYECTADO	M2		48 77		
06 05A	CONCRETO LANZADO	M2	7 00	1 160 51	8 123 57	
06 07	ENCOFRADO Y D S NCOFRADO	M2	2,740 00	48 77	133 629 80	

PROYECTO : PROYECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE T TRAMO II: CARACOL-TINGO MARIA
 MODALIDAD : PRECIOS UNITARIOS
 POSTOR : ASOCIACIÓN GYM-COSAPI

PRESUPUESTO DE OBRA PROYECTADO Y EJECUTADO DE LA ESTABILIZACION DE ZONAS CRITICAS CON PANTALLAS ANCLADAS

COD.	DESCRIPCION	UNID	RESUMEN DE METRADOS EJECTADOS EN OBRA PARA LA ESTABILIZACION DE ZONAS									TOTAL METRADOS			P.U. (\$/)	MONTO		
			CRITICAS CON PANTALLAS ANCLADAS									EJEC.	PROY.	ADIC.		EJECUTADO	PROYECTADO	ADICIONAL
			ZC 09	ZC 10	ZC 12	ZC 13B	ZC 13CI	ZC 13CII	ZC 14	ZC 15	ZC 16							
1.00 PRELIMINARES																		
1 10	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	GLB	1 00	1 00	1 00	1 00	1 00	1 00	1 00	1 00	1 00	9 00	9 00		7 083 32	63 749 89	63 749 89	
2.00 MOVIMIENTO DE TIERRA																		
2 10	EXCAVACION EN MATERIAL NO CLASIFICADO	M3	398 27	110 25	145 65	1 283 22	348 79	935 13	1 684 25	227 03	602 17	5 734 76	1 270 00	4 464 76	9 48	54 340 59	12 034 09	42 306 51
2 20	RELLENO PARA ESTRUCTURAS	M3	813 20	190 80	224 74	1 400 00	641 32	950 00	1 776 14	230 00	820 00	7 046 20	850 00	6 196 20	27 32	192 502 18	23 222 00	169 280 18
2 30	EXC. ROCA FIJA PARA CUNETA DE DRENAJE	M3		300 00								300 00	300 00	11 25	3 373 66	3 373 66		
4.00 OBRAS DE ARTE Y DRENAJE																		
4 10	DEMOLICION DE ESTRUCTURAS	M3							390 00			390 00	390 00	167 92	65 487 36	65 487 36		
4 20	CUNETA DE CORONACION	ML	169 00									169 00	169 00	131 96	22 301 25	22 301 25		
4 30	REVESTIMIENTO CON PIEDRA EMBOQUILLADA	M2				345 91		244 00				589 91	345 00	244 91	56 78	33 497 47	19 590 49	13 906 98
4 40	ENROCADO	M3								676 50		676 50	676 50	67 36	45 567 34	45 567 34		
4 50	SUB-DREN	ML	67 26									67 26		67 26	90 40	6 080 31		
5.10 ESTABILIZACION DE TALUDES																		
5 10	CONCRETO CICLOPEO F'C=175 KG/CM2	M3	70 65	41 77	25 00					83 19		220 61	140 00	80 61	197 55	43 581 60	27 657 06	15 924 54
5 20	CONCRETO F'C=100 KG/CM2	M3	4 17	1 08	1 25	1 56	1 23	1 35	11 00	3 35	4 40	29 39	14 50	14 89	160 36	4 712 85	2 325 16	2 387 70
5 30	CONCRETO F'C=175 KG/CM2	M3	10 00	30 00	25 00	0 70			2 30	5 00	6 00	79 00	79 00	244 45	19 311 76	19 311 76		
5 40	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	163 24	43 75	100 00	104 71	72 81	116 95	209 18	56 02	164 18	1 030 84	377 00	653 84	255 46	263 340 66	96 309 25	167 031 41
5 50	CONCRETO INYECTADO	M3	52 63	8 90	9 93	48 14	19 56	30 98	86 03	10 29	44 81	311 27	7 00	311 27	1 160 51	361 231 85	8 123 57	361 231 85
5 60	CONCRETO LANZADO	M3	7 00									7 00	7 00	323 31	2 263 14	2 263 14		
5 60	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	1 089 82	294 17	310 77	791 23	543 61	796 66	1 501 88	394 34	1 279 39	7 001 87	2 450 00	4 551 87	48 77	341 473 59	119 483 84	221 989 76
5 70	ACERO DE REFUERZO	KG	25 615 60	2 836 00	6 724 00	8 872 21	6 942 98	9 774 16	17 695 32	5 849 87	15 177 52	99 487 66	31 014 00	68 473 66	2 04	202 913 26	63 255 60	139 657 66
5 80	FILTRO DE ARENA GRUESA	M3	181 62	45 00	85 00	115 85	135 78	148 17	254 18	54 60	161 18	1 181 38	480 00	701 38	32 97	38 948 79	15 825 07	23 123 72
5 90	GEOTEXTIL	M2	449 85	110 00	225 00	344 71	256 24	314 55	197 93	145 64	416 10	2 460 02	1 095 00	1 365 02	8 51	20 925 55	9 314 34	11 611 20
5 10	SELLO DE ARCILLA	M3	73 31	7 50	27 00	5 00	7 50	9 00	29 53	3 80	15 00	177 64	85 00	92 64	19 06	3 385 53	1 619 96	1 765 57
5 11	DRENES CORTOS PVC = 2"	ML	22 50	8 00	15 00	27 00	10 00	13 00	55 00	25 00	35 00	210 50	99 50	111 00	11 25	2 367 37	1 119 02	1 248 35
5 12	DRENES PROFUNDOS PVC = 2"	ML	165 00									165 00	165 00	238 16	39 296 30	39 296 30		
5 13	CABLE TENSADO	ML	1 109 00	237 00	326 00	1 380 00	1 440 00	1 024 00	1 557 50	378 00	786 00	8 237 50	1 793 00	6 444 50	343 09	2 826 243 38	615 168 97	2 211 074 41
5 14	ACERO DE ANCLAJE	KG			473 38	151 87	51 53	146 45	448 77			1 272 00	1 272 00	40 56	51 586 91	51 586 91		
5 15	GAVION	M3				47 70	19 00	51 30	403 00			521 00	41 00	480 00	100 73	52 481 88	4 130 05	48 351 83
5 16	COBERTURA VEGETAL	M2	2 500 00		1 500 00							4 000 00	4 000 00	7 89	31 540 34	31 540 34		
TOTAL COSTO DIRECTO															\$/.	4,792,504.84	1,363,656.44	3,430,891.67

PROYECTO	PROYECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE
MODALIDAD	TRAMO II CARACOL-TINGO MARIA
POSTOR	PRECIOS UNITARIOS ASOCIACION GYM-COSAPI

**PLANILLA DE PRESUPUESTO EJECUTADO PARA LA ESTABILIZACION DE LA ZONA CRITICA
N° 09 CON PANTALLA ANCLADA**

COD	DESCRIPCIÓN	UNID	P.U. (S/.)	METRADOS		COSTO	
				PROYECTO	REAL	PROYECTO	REAL
1.00	PRELIMINARES						
1.10	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO	GLB	7.000,00	1,00	1,00	7.000,00	7.000,00
2.00	MOVIMIENTO DE TIERRA						
2.10	EXCAVACION EN MATERIAL NO CLASIFICADO	M3	59,77	180,77	180,77	10.800,00	10.800,00
2.20	RELLENO PARA ESTRUCTURAS	M3	27,32	1.200,00	1.100,00	32.784,00	30.062,40
2.30	EXCAVACION PARA CUNETAS DE DRENAJE	M3	11,25				
4.00	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE						
4.10	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS	M3	167,02				
4.20	CUNETAS DE CORONACIÓN	MI	1.111,96	100,00	100,00	22.000,00	22.000,00
4.30	REVESTIMIENTO CON PIEDRA EMBOQUILLADA	M2	56,78				
4.40	ENROCADOS	M3	67,30				
4.50	SUB-DRENAJE	MI	300,00		67,20		6.000,00
5.10	ESTABILIZACIÓN DE TALUDES						
5.10	CONCRETO CICLÓPEO F'c=175 KG/CM ²	M3	197,72		70,65		13.960,00
5.20	CONCRETO F'c=100 KG/CM ²	M3	100,00	5,00	4,17	500,00	600,00
5.30	CONCRETO F'c=175 KG/CM ²	M3	244,48	10,00	10,00	2.444,80	2.444,80
5.40	CONCRETO F'c=210 KG/CM ²	M3	225,46	10,00	16,24	20.100,00	36.500,00
5.50	CONCRETO INYECTADO	M3	1.100,00	0,73	52,63	807,17	61.077,00
5.60	CONCRETO LANZADO	M3	223,31	7,00	7,00	1.563,17	1.563,17
5.60	ENCOFRADO Y DESMOLDADO	M2	48,77	425,00	1.000,00	20.605,25	48.770,00
5.70	ACERO DE REFUERZO	KG	2,04	6.412,00	25.615,00	13.100,00	52.245,12
5.80	FILTRO DE ARENA GRUESA	M3	32,97	10,00	10,00	329,70	329,70
5.90	GEOTEXTIL	M2	15,51	210,00	480,00	3.280,50	7.410,00
5.10	SELLO DE ARCILLA	M3	19,00	15,00	73,31	285,00	1.395,00
5.11	DRENES CORTOS PVC - 2"	MI	11,25	15,00	22,50	168,75	253,13
5.12	DRENES PROFUNDOS PVC - 2"	MI	2.000,00	100,00	100,00	200.000,00	200.000,00
5.13	CABLE TENSADO	MI	54,00	100,00	1.100,00	5.400,00	59.400,00
5.14	ACERO DE ANCLAJE	KG	40,50				
5.15	GAVIÓN	M3	100,73				
5.16	COBERTURA VEGETAL	M2	7,00	2.200,00	2.200,00	15.400,00	15.400,00
5.17	TUBOS PVC D=6"	MI	25,00				
TOTAL COSTO DIRECTO					S/.	285.777,78	739.928,10

PROYECTO : PROYECTO ESPECIAL REHABILITACIÓN INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE
 TRAMO II: CARACOL-TINGO MARIA
 MODALIDAD : PRECIOS UNITARIOS
 POSTOR : ASOCIACION GYM-COSAPI

**PLANILLA DE PRESUPUESTO EJECUTADO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LA ZONA CRITICA
 N°12 CON PANTALLA ANCLADA**

COD	DESCRIPCIÓN	UNID	P.U. (S/.)	METRADOS		COSTO	
				PROYECTO	REAL	PROYECTO	REAL
1.00	PRELIMINARES						
1.10	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO	GLB	7,083.32	1.00	1.00	7,083.32	7,083.32
2.00	MOVIMIENTO DE TIERRA						
2.10	EXCAVACION EN MATERIAL NO CLASIFICADO	M3	9.48	70.00	145.65	663.30	1,380.13
2.20	RELLENO CON MATERIAL DE CANTERA	M3	27.32	115.00	224.74	3,141.80	6,139.90
2.30	ECX. ROCA FIJA PARA CUNETAS DE DRENAJE	M3	11.25				
4.00	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE						
4.10	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS	M3	167.92				
4.20	CUNETAS DE CORONACIÓN	ML	131.96				
4.30	REVESTIMIENTO CON PIEDRA EMBOQUILLADA	M2	56.78				
4.40	ENROCADO	M3	67.36				
4.50	SUB-DREN	ML	90.40				
5.10	ESTABILIZACIÓN DE TALUDES						
5.10	CONCRETO CICLÓPEO F'C=175 KG/CM2	M3	197.55	40.00	25.00	7,902.02	4,938.76
5.20	CONCRETO F'C=100 KG/CM2	M3	160.36	5.00	1.25	801.78	200.44
5.30	CONCRETO F'C=175 KG/CM2	M3	244.45	25.00	25.00	6,111.32	6,111.32
5.40	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	255.46	80.00	100.00	20,436.98	25,546.22
5.50	CONCRETO INYECTADO	M3	1,160.51	1.06	9.93	1,230.14	11,523.86
5.60	CONCRETO LANZADO	M3	323.31				
5.60	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	48.77	450.00	310.77	21,946.01	15,155.92
5.70	ACERO DE REFUERZO	KG	2.04	6,724.00	6,724.00	13,714.15	13,714.15
5.80	FILTRO DE ARENA GRUESA	M3	32.97	85.00	85.00	2,802.36	2,802.36
5.90	GEOTEXTIL	M2	8.51	225.00	225.00	1,913.91	1,913.91
5.10	SELLO DE ARCILLA	M3	19.06	15.00	27.00	285.88	514.58
5.11	DRENES CORTOS PVC = 2"	ML	11.25	15.00	15.00	168.70	168.70
5.12	DRENES PROFUNDOS PVC = 2"	ML	238.16				
5.13	CABLE TENSADO	ML	343.09	387.00	326.00	132,777.69	111,848.90
5.14	ACERO DE ANCLAJE	KG	40.56	1,272.00	473.38	51,586.91	19,198.28
5.15	GAVIÓN	M3	100.73				
5.16	COBERTURA VEGETAL	M2	7.89	1,500.00	1,500.00	11,827.63	11,827.63
5.17	TUBOS PVC D=6"	ML	25.00				
TOTAL COSTO DIRECTO					S/.	284,393.87	240,068.36

PROYECTO : PROYECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE
 TRAMO II: CARACOL-TINGO MARIA
 MODALIDAD : PRECIOS UNITARIOS
 POSTOR : ASOCIACION GYM-COSAPI

**PLANILLA DE PRESUPUESTO EJECUTADO PARA LA ESTABILIZACION DE LA ZONA CRITICA
 N°13B CON PANTALLA ANCLADA**

COD	DESCRIPCIÓN	UNID	P.U. (S/.)	METRADOS		COSTO	
				PROYECTO	REAL	PROYECTO	REAL
1.00	PRELIMINARES						
1.10	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO	GLB	7,083.32	1.00	1.00	7,083.32	7,083.32
2.00	MOVIMIENTO DE TIERRA						
2.10	EXCAVACION EN MATERIAL NO CLASIFICADO	M3	9.48	15.00	1,283.22	142.13	12,159.35
2.20	RELLENO CON MATERIAL DE CANTERA	M3	27.32	140.00	1,400.00	3,824.80	38,248.00
2.30	ECX. ROCA FIJA PARA CUNETAS DE DRENAJE	M3	11.25				
4.00	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE						
4.10	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS	M3	167.92				
4.20	CUNETAS DE CORONACIÓN	ML	131.96				
4.30	REVESTIMIENTO CON PIEDRA EMBOQUILLADA	M2	56.78	345.00	345.91	19,590.49	19,642.17
4.40	ENROCADO	M3	67.36				
4.50	SUB-DREN	ML	90.40				
5.10	ESTABILIZACIÓN DE TALUDES						
5.10	CONCRETO CICLÓPEO F'C=175 KG/CM2	M3	197.55				
5.20	CONCRETO F'C=100 KG/CM2	M3	160.36	0.50	1.56	80.18	250.15
5.30	CONCRETO F'C=175 KG/CM2	M3	244.45	0.70	0.70	171.12	171.12
5.40	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	255.46	26.00	104.71	6,642.02	26,749.45
5.50	CONCRETO INYECTADO	M3	1,160.51	1.43	48.14	1,659.53	55,866.94
5.60	CONCRETO LANZADO	M3	323.31				
5.60	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	48.77	180.00	791.23	8,778.40	38,587.43
5.70	ACERO DE REFUERZO	KG	2.04	2,636.00	8,872.21	5,376.34	18,095.60
5.80	FILTRO DE ARENA GRUESA	M3	32.97	35.00	115.85	1,153.91	3,819.45
5.90	GEOTEXTIL	M2	8.51	95.00	344.71	808.09	2,932.19
5.10	SELLO DE ARCILLA	M3	19.06	5.00	5.00	95.29	95.29
5.11	DRENES CORTOS PVC = 2"	ML	11.25	12.50	27.00	140.58	303.65
5.12	DRENES PROFUNDOS PVC = 2"	ML	238.16				
5.13	CABLE TENSADO	ML	343.09	268.00	1,380.00	91,949.41	473,470.82
5.14	ACERO DE ANCLAJE	KG	40.56		151.87		6,159.20
5.15	GAVIÓN	M3	100.73	6.00	47.70	614.40	4,804.96
5.16	COBERTURA VEGETAL	M2	7.89				
5.17	TUBOS PVC D=6"	ML	25.00				
TOTAL COSTO DIRECTO					S/.	148,100.01	708,439.08

PROYECTO : PROYECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE
 TRAMO II: CARACOL-TINGO MARIA
 MODALIDAD : PRECIOS UNITARIOS
 POSTOR : ASOCIACION GYM-COSAPI

**PLANILLA DE PRESUPUESTO EJECUTADO PARA LA ESTABILIZACION DE LA ZONA CRITICA
 N°13CI CON PANTALLA ANCLADA**

COD	DESCRIPCIÓN	UNID	P.U. (S/.)	METRADOS		COSTO	
				PROYECTO	REAL	PROYECTO	REAL
1.00	<u>PRELIMINARES</u>						
1.10	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO	GLB	7,083.32		1.00		7,083.32
2.00	<u>MOVIMIENTO DE TIERRA</u>						
2.10	EXCAVACION EN MATERIAL NO CLASIFICADO	M3	9.48		348.79		3,305.01
2.20	RELLENO CON MATERIAL DE CANTERA	M3	27.32		641.32		17,520.86
2.30	ECX. ROCA FIJA PARA CUNETA DE DRENAJE	M3	11.25				
4.00	<u>OBRAS DE ARTE Y DRENAJE</u>						
4.10	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS	M3	167.92				
4.20	CUNETA DE CORONACIÓN	ML	131.96				
4.30	REVESTIMIENTO CON PIEDRA EMBOQUILLADA	M2	56.78				
4.40	ENROCADO	M3	67.36				
4.50	SUB-DREN	ML	90.40				
5.10	<u>ESTABILIZACIÓN DE TALUDES</u>						
5.10	CONCRETO CICLÓPEO F'C=175 KG/CM2	M3	197.55				
5.20	CONCRETO F'C=100 KG/CM2	M3	160.36		1.23		197.24
5.30	CONCRETO F'C=175 KG/CM2	M3	244.45				
5.40	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	255.46		72.81		18,600.20
5.50	CONCRETO INYECTADO	M3	1,160.51		19.56		22,699.57
5.60	CONCRETO LANZADO	M3	323.31				
5.60	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	48.77		543.61		26,511.27
5.70	ACERO DE REFUERZO	KG	2.04		6,942.98		14,160.78
5.80	FILTRO DE ARENA GRUESA	M3	32.97		135.78		4,476.52
5.90	GEOTEXTIL	M2	8.51		256.24		2,179.64
5.10	SELLO DE ARCILLA	M3	19.06		7.50		142.94
5.11	DRENES CORTOS PVC = 2"	ML	11.25		10.00		112.46
5.12	DRENES PROFUNDOS PVC = 2"	ML	238.16				
5.13	CABLE TENSADO	ML	343.09		1,440.00		494,056.51
5.14	ACERO DE ANCLAJE	KG	40.56		51.53		2,089.84
5.15	GAVIÓN	M3	100.73		19.00		1,913.93
5.16	COBERTURA VEGETAL	M2	7.89				
5.17	TUBOS PVC D=6"	ML	25.00				
TOTAL COSTO DIRECTO					SI.		615,050.08

PROYECTO : PROYECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE
 TRAMO II: CARACOL-TINGO MARIA
 MODALIDAD : PRECIOS UNITARIOS
 POSTOR : ASOCIACION GYM-COSAPI

**PLANILLA DE PRESUPUESTO EJECUTADO PARA LA ESTABILIZACION DE LA ZONA CRITICA
 N°14 CON PANTALLA ANCLADA**

COD	DESCRIPCIÓN	UNID	P.U. (S/.)	METRADOS		COSTO	
				PROYECTO	REAL	PROYECTO	REAL
1.00	PRELIMINARES						
1.10	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPAMIENTO	GLB	7,083.32	1.00	1.00	7,083.32	7,083.32
2.00	MOVIMIENTO DE TIERRA						
2.10	EXCAVACION EN MATERIAL NO CLASIFICADO	M3	9.48	946.23	1,684.25	8,966.15	15,959.37
2.20	RELLENO CON MATERIAL DE CANTERA	M3	27.32	145.00	1,776.14	3,961.40	48,524.14
2.30	ECX. ROCA FIJA PARA CUNETAS DE DRENAJE	M3	11.25				
4.00	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE						
4.10	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS	M3	167.92	390.00	390.00	65,487.36	65,487.36
4.20	CUNETAS DE CORONACIÓN	ML	131.96				
4.30	REVESTIMIENTO CON PIEDRA EMBOQUILADA	M2	56.78				
4.40	ENROCADOS	M3	67.36				
4.50	SUB-DRENAJE	ML	90.40				
5.10	ESTABILIZACIÓN DE TALUDES						
5.10	CONCRETO CICLÓPEO F'C=175 KG/CM2	M3	197.55		83.19		16,434.22
5.20	CONCRETO F'C=100 KG/CM2	M3	160.36	2.00	11.00	320.71	1,763.91
5.30	CONCRETO F'C=175 KG/CM2	M3	244.45	2.30	2.30	562.24	562.24
5.40	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	255.46	70.00	209.18	17,882.35	53,437.58
5.50	CONCRETO INYECTADO	M3	1,160.51	1.58	86.03	1,833.61	99,838.65
5.60	CONCRETO LANZADO	M3	323.31				
5.60	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	48.77	450.00	1,501.88	21,946.01	73,245.06
5.70	ACERO DE REFUERZO	KG	2.04	5,917.00	17,695.32	12,068.21	36,091.06
5.80	FILTRO DE ARENA GRUESA	M3	32.97	110.00	254.18	3,626.58	8,380.03
5.90	GEOTEXTIL	M2	8.51	235.00	197.93	1,998.97	1,683.64
5.10	SELLO DE ARCILLA	M3	19.06	10.00	29.53	190.58	562.79
5.11	DRENES CORTOS PVC = 2"	ML	11.25	20.00	55.00	224.93	618.55
5.12	DRENES PROFUNDOS PVC = 2"	ML	238.16				
5.13	CABLE TENSADO	ML	343.09	288.00	1,557.50	98,811.30	534,370.15
5.14	ACERO DE ANCLAJE	KG	40.56		448.77		18,200.20
5.15	GAVIÓN	M3	100.73	35.00	403.00	3,525.55	40,595.39
5.16	COBERTURA VEGETAL	M2	7.89				
5.17	TUBOS PVC D=6"	ML	25.00				
TOTAL COSTO DIRECTO					S/.	248,489.38	1,022,837.68

PROYECTO : PROYECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE
 TRAMO II: CARACOL-TINGO MARIA
 MODALIDAD : PRECIOS UNITARIOS
 POSTOR : ASOCIACION GYM-COSAPI

**PLANILLA DE PRESUPUESTO EJECUTADO PARA LA ESTABILIZACION DE LA ZONA CRITICA
 N°15 CON PANTALLA ANCLADA**

COD	DESCRIPCIÓN	UNID	P.U. (S/.)	METRADOS		COSTO	
				PROYECTO	REAL	PROYECTO	REAL
1.00	PRELIMINARES						
1.10	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO	GLB	7,083.32	1.00	1.00	7,083.32	7,083.32
2.00	MOVIMIENTO DE TIERRA						
2.10	EXCAVACION EN MATERIAL NO CLASIFICADO	M3	9.48	30.00	227.03	284.27	2,151.26
2.20	RELLENO CON MATERIAL DE CANTERA	M3	27.32	145.00	230.00	3,961.40	6,283.60
2.30	ECX. ROCA FIJA PARA CUNETA DE DRENAJE	M3	11.25				
4.00	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE						
4.10	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS	M3	167.92				
4.20	CUNETA DE CORONACIÓN	ML	131.96				
4.30	REVESTIMIENTO CON PIEDRA EMBOQUILLADA	M2	56.78				
4.40	ENROCADO	M3	67.36				
4.50	SUB-DREN	ML	90.40				
5.10	ESTABILIZACIÓN DE TALUDES						
5.10	CONCRETO CICLÓPEO F'C=175 KG/CM2	M3	197.55				
5.20	CONCRETO F'C=100 KG/CM2	M3	160.36		3.35		537.19
5.30	CONCRETO F'C=175 KG/CM2	M3	244.45	5.00	5.00	1,222.26	1,222.26
5.40	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	255.46	45.00	56.02	11,495.80	14,310.99
5.50	CONCRETO INYECTADO	M3	1,160.51	0.87	10.29	1,009.64	11,941.64
5.60	CONCRETO LANZADO	M3	323.31				
5.60	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	48.77	270.00	394.34	13,167.61	19,231.53
5.70	ACERO DE REFUERZO	KG	2.04	3,259.00	5,849.87	6,647.00	11,931.29
5.80	FILTRO DE ARENA GRUESA	M3	32.97	45.00	54.60	1,483.60	1,800.10
5.90	GEOTEXTIL	M2	8.51	120.00	145.64	1,020.75	1,238.85
5.10	SELLO DE ARCILLA	M3	19.06	10.00	3.80	190.58	72.42
5.11	DRENES CORTOS PVC = 2"	ML	11.25	17.00	25.00	191.19	281.16
5.12	DRENES PROFUNDOS PVC = 2"	ML	238.16				
5.13	CABLE TENSADO	ML	343.09	176.50	378.00	60,556.23	129,689.83
5.14	ACERO DE ANCLAJE	KG	40.56				
5.15	GAVIÓN	M3	100.73				
5.16	COBERTURA VEGETAL	M2	7.89				
5.17	TUBOS PVC D=6"	ML	25.00				
TOTAL COSTO DIRECTO					S/.	108,313.66	207,775.46

PROYECTO : PROYECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE
 TRAMO II: CARACOL-TINGO MARIA
 MODALIDAD : PRECIOS UNITARIOS
 POSTOR : ASOCIACION GYM-COSAPI

**PLANILLA DE PRESUPUESTO EJECUTADO PARA LA ESTABILIZACION DE LA ZONA CRITICA
 N°16 CON PANTALLA ANCLADA**

COD	DESCRIPCIÓN	UNID	P.U. (S/.)	METRADOS		COSTO	
				PROYECTO	REAL	PROYECTO	REAL
1.00	PRELIMINARES						
1.10	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO	GLB	7,083.32	1.00	1.00	7,083.32	7,083.32
2.00	MOVIMIENTO DE TIERRA						
2.10	EXCAVACION EN MATERIAL NO CLASIFICADO	M3	9.48	100.00	602.17	947.57	5,705.95
2.20	RELLENO CON MATERIAL DE CANTERA	M3	27.32	50.00	820.00	1,366.00	22,402.40
2.30	ECX. ROCA FIJA PARA CUNETAS DE DRENAJE	M3	11.25				
4.00	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE						
4.10	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS	M3	167.92				
4.20	CUNETAS DE CORONACIÓN	ML	131.96				
4.30	REVESTIMIENTO CON PIEDRA EMBOQUILLADA	M2	56.78				
4.40	ENROCADOS	M3	67.36	676.50	676.50	45,567.34	45,567.34
4.50	SUB-DREN	ML	90.40				
5.10	ESTABILIZACIÓN DE TALUDES						
5.10	CONCRETO CICLÓPEO F'C=175 KG/CM2	M3	197.55				
5.20	CONCRETO F'C=100 KG/CM2	M3	160.36	2.00	4.40	320.71	705.56
5.30	CONCRETO F'C=175 KG/CM2	M3	244.45	6.00	6.00	1,466.72	1,466.72
5.40	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	255.46	41.00	164.18	10,473.95	41,941.78
5.50	CONCRETO INYECTADO	M3	1,160.51	0.31	44.81	359.76	52,002.44
5.60	CONCRETO LANZADO	M3	323.31				
5.60	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	M2	48.77	225.00	1,279.39	10,973.01	62,394.46
5.70	ACERO DE REFUERZO	KG	2.04	3,200.00	15,177.52	6,526.66	30,955.80
5.80	FILTRO DE ARENA GRUESA	M3	32.97	80.00	161.18	2,637.51	5,313.93
5.90	GEOTEXTIL	M2	8.51	100.00	416.10	850.63	3,539.45
5.10	SELLO DE ARCILLA	M3	19.06	25.00	15.00	476.46	285.88
5.11	DRENES CORTOS PVC = 2"	ML	11.25	10.00	35.00	112.46	393.62
5.12	DRENES PROFUNDOS PVC = 2"	ML	238.16				
5.13	CABLE TENSADO	ML	343.09	67.50	786.00	23,158.90	269,672.51
5.14	ACERO DE ANCLAJE	KG	40.56				
5.15	GAVIÓN	M3	100.73				
5.16	COBERTURA VEGETAL	M2	7.89				
5.17	TUBOS PVC D=6"	ML	25.00				
TOTAL COSTO DIRECTO					S/.	112,320.99	549,431.17

CALCULO DE MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS

Costo de Equipo Transportado						
= Ida y Vuelta x Costo por Transporte (Sl. 0.15/Kg.) x Cant. x Peso Unid.						
Nº	Descripción	Cantidad	Peso Unid. (Kg)	Costo Transp.	Seguro	Transp. + Seg.
01	Tractor s/o 180-200 HP D6-D	2	20,115.00	12,069.00	3,713.55	15,782.55
02	Retroexcavadora s/oruga 220 HP	1	15,525.00	4,657.50	1,433.08	6,090.58
03	Moto niveladora 125 HP	1	11,515.00	2,303.00	708.62	3,011.62
04	Compresora 335-375 PCM	2	2,500.00	1,500.00	461.54	1,961.54
05	Compresora 650-750 PCM	1	2,500.00	750.00	230.77	980.77
06	Rodillo vibratorio chico	2	2,500.00	1,500.00	461.54	1,961.54
07	Rodillo Vibratorio 8.1 Ton	1	8,500.00	2,550.00	784.62	3,334.62
08	Planchas compactadotas de relleno	3	80.00	72.00	22.15	94.15
09	Martillos neumáticos	4	35.00	42.00	12.92	54.92
10	Equipo de Perforación	6	750.00	1,350.00	415.39	1,765.39
11	Bomba de agua	3	60.00	54.00	16.62	70.62
12	Bomba inyectora de agua	3	225.00	202.50	62.31	264.81
13	Bomba inyectora de cemento	3	450.00	405.00	124.62	529.62
14	Mezcladora de alta turbulencia	3	550.00	495.00	152.31	647.31
15	Vibradores de punta	6	35.00	63.00	19.38	82.38
16	Prensa hidráulica	2	120.00	72.00	22.15	94.15
17	Cortador eléctrico	1	50.00	15.00	4.62	19.62
18	Lijadora eléctrica	1	35.00	10.50	3.23	13.73
19	Motosierra	1	35.00	10.50	3.23	13.73
20	Equipo de soldadura	1	50.00	15.00	4.62	19.62
21	Grupo Eléctrico 116 KW	2	1,500.00	900.00	276.92	1,176.92
22	Mezcladora 11-12 P3	3	2,200.00	1,980.00	609.23	2,589.23
Costo de Equipo Auto-Transportado						
= Ida y Vuelta x Costo por Alquiler Dia x Cantidad						
Nº	Descripción	Cantidad	Alq x Dia	Costo Parc.	Seguro	Costo Unid.
22	Camión Volquete 15 m3	4	817.23	6,537.84	2,011.65	8,549.49
23	Camión para transporte de concreto	3	1,430.15	8,580.92	2,640.29	11,221.20
24	Camión Hiab + grúa	1	612.92	1,225.85	377.18	1,603.03
25	Camión cisterna de 3000 GAL	1	694.65	1,389.29	427.48	1,816.77
Sub Total				48,749.89	15,000.00	63,749.89
Seguros					15,000.00	
TOTAL				63,749.89		
COSTO TOTAL PARA ZONA CRITICA				SI.	7,083.32 (*)	

(*) NOTA 9 Pantallas Ancladas en las zonas críticas de la Obra

POR YECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES

FECHA EMISION : 16/11/1995

CODIGO : 02.01 EXCAVACION EN MATERIAL NO CLASIFICADO						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M3)			9.48		RENDIMIENTO	184.00 M3/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.) (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
COMPRESORA 250 PCM A	HM	1.0000	0.0435	16.77	0.73	
MARTILLO 80 LBS	HM	2.0000	0.0870	1.17	0.10	
RETRO POCLAIN 60 P	HM	1.0000	0.0435	68.30	2.97	3.80
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	1.0000	0.0435	11.77	0.51	
OFICIAL	HH	2.0000	0.0870	8.07	0.70	
PEON	HH	8.0000	0.3478	7.25	2.52	3.74
OPERADORES DE EQUIPOS						0.91
MATERIALES						
VARIOS	ESTM		0.0400	1.00	0.04	0.04
CONSUMIBLES DE EQUIPOS						0.92
HERRAMIENTAS						0.07
CODIGO : 02.02 RELLENO PARA ESTRUCTURAS						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M3)			27.32		RENDIMIENTO	41.60 M3/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.) (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
PLANCHA COMPACTADORA	HM	2.0000	0.3846	5.52	2.12	
CARGADOR FRONTAL	HM	0.1000	0.0192	83.94	1.61	
CISTERNA 3000 GAL	HM	0.1000	0.0192	38.42	0.74	
MOTOBOMBA	HM	0.1000	0.0192	1.73	0.03	4.51
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	0.1000	0.0192	11.77	0.23	
OFICIAL	HH	2.0000	0.3846	8.07	3.10	
PEON	HH	10.0000	1.9231	7.25	13.94	17.05
OPERADORES DE EQUIPOS						1.44
CONSUMIBLES DE EQUIPOS						2.66
HERRAMIENTAS	ESTM					1.66
CODIGO : 02.03 EXCAVACION NO CLASIFICADA EN CUNETAS						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M3)			11.25		RENDIMIENTO	155.00 M3/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
COMPRESORA 250 PCM	HM	1.0000	0.0516	16.77	0.87	
MARTILLO 80 LBS	HM	2.0000	0.1032	1.17	0.12	
RETRO POCLAIN 60 P	HM	1.0000	0.0516	68.30	3.53	4.51
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	1.0000	0.0516	11.77	0.61	
OFICIAL	HH	2.0000	0.1032	8.07	0.83	
PEON	HH	8.0000	0.4129	7.25	2.99	4.43
OPERADORES DE EQUIPOS						1.09
CONSUMIBLES DE EQUIPOS						1.09
HERRAMIENTAS						0.09
VARIOS						0.03
CODIGO : 03.01 TRANSPORTE DE MATERIAL HASTA 1 KM						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M3)			2.66		RENDIMIENTO	1,120.00 M3/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
VOLQUETE 15 M3	HM	3.0000	0.0214	43.46	0.93	
CARGADOR FRONTAL 950 F	HM	1.0000	0.0071	83.94	0.60	1.53
MANO DE OBRA						

POR YECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES

FECHA EMISION : 16/11/1995

OFICIAL	HH	1.0000	0.0071	8.07	0.06	0.06
OPERADORES DE EQUIPOS						0.32
CONCUMIBLES DE EAUPOS						0.75

CODIGO : 03.02 TRANSPORTE DE MATERIAL DESPUES 1 KM
 COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M3) **0.52** RENDIMIENTO 1,280.00 M3/DIA

DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
VOLQUETE 15 M3	HM	1.0000	0.0063	43.46	0.27	0.27
OPERADORES DE EQUIPOS						0.07
CONCUMIBLES DE EAUPOS						0.18

CODIGO : 04.01 DEMOLICION DE ESTRUCTURAS
 COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M3) **167.92** RENDIMIENTO 3.80 M3/DIA

DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
COMPRESORE 250 PCM	HM	1.0000	2.1053	16.77	35.31	
MARTILLO 80 LBS	HM	2.0000	4.2105	1.17	4.93	40.23
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	0.5000	1.0526	11.77	12.39	
OFICIAL	HH	2.0000	4.2105	8.07	33.98	
PEON	HH	2.0000	4.2105	7.25	30.53	76.89
OPERADORES DE EQUIPOS						20.77
CONSUMIBLES DE EAUPOS						26.76
HERRAMIENTAS						1.54
VARIOS						1.72

CODIGO : 04.02 CUNETA DE CORONACION
 COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (ML) **131.96** RENDIMIENTO 15.50 ML/DIA

DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
CARGADOR 930	HM	0.0600	0.0310	50.58	1.57	
COMPRESORA	HM	0.1500	0.0774	16.77	1.30	
MARTILLO 80 LBS	HM	0.2500	0.1290	1.17	0.15	
VOLQUETE 15 M3	HM	0.0600	0.0310	43.46	1.35	
MEZCLADORA 11 P3	HM	0.2000	0.1032	6.78	0.70	
SIERRA CIRCULAR	HM	0.5500	0.2839	1.23	0.35	
GARLOPA	HM	0.5000	0.2581	3.31	0.85	
VIBRADOR GASOLINERO 1 1/2"	HM	0.2000	0.1032	1.51	0.16	
MOTOBOMBA 4"	HM	0.0200	0.0103	1.73	0.02	
CISTERNA 3000 GAL	HM	0.0200	0.0103	38.42	0.40	
RETROEXCAVADORA 220 HP	HM	0.0100	0.0052	122.96	0.63	
GRUA 15 TON	HM	0.2500	0.1290	45.71	5.90	
CAMION HIAB 10T + GRUA	HM	0.1000	0.0516	44.18	2.28	15.65
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	1	0.5161	11.77	6.07	
OPERARIO	HH	4	2.0645	9.65	19.92	
OFICIAL	HH	3	1.5484	8.07	12.50	
PEON	HH	7	3.6129	7.25	26.19	64.69
OPERADORES DE EQUIPOS						4.79
MATERIALES						
CEMENTO TIPO I TARMA	BLS		1.7894	8.50	15.21	
ALAMBRE	KG		0.3237	1.39	0.45	
CLAVOS 2"-4"	KG		0.3237	1.39	0.45	
MADERA	P2		5.3466	1.50	8.02	

POR YECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES

FECHA EMISION : 16/11/1995

TRIPLAY 19 MM	PCH		0.0779	72.00	5.61	
ASFALTO RC-250	GL		0.0074	1.35	0.01	
TECNOPOR 1/2"	PL		0.0181	14.85	0.27	
CURADOR	GL		0.0906	12.13	1.10	
FORM OIL DESMOLDANTE	GL		0.0804	7.83	0.63	
PLASTIMENT VZ	KG		0.3031	2.21	0.67	
VARIOS	ESTM		0.9900	1.00	1.37	33.79
CONSUMIBLES DE EQUIPOS						6.23
FLETES						5.57
HERRAMIENTAS						1.25

CODIGO : 04.03 REVESTIMIENTO CON PIEDRA EMBOQUILLADA
 COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M2) **56.78** RENDIMIENTO 13.00 M2/DIA

DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
CARGADOR 930	HM	0.0033	0.0020	63.74	0.13	
VOLQUETE 15 M3	HM	0.0250	0.0154	43.46	0.67	
MEZCLADORA 11 P3	HM	0.1625	0.1000	6.78	0.68	
VIBRADOR GASOLINERO 1 1/2"	HM	0.1625	0.1000	1.51	0.15	
MOTOBOMBA 4"	HM	0.0100	0.0062	1.73	0.01	
CISTERNA 3000 GAL	HM	0.0066	0.0041	38.42	0.16	
RETROEXCAVADORA 220 HP	HM	0.0020	0.0012	122.96	0.15	1.95
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	1	0.6154	11.77	7.24	
OPERARIO	HH	3	1.8462	9.65	17.82	
PEON	HH	4	2.4615	7.25	17.85	42.90
OPERADORES DE EQUIPOS						1.31
MATERIALES						
CEMENTO TIPO I TARMA	BLS		0.7000	8.50	5.95	
PLASTIMENT VZ	KG		0.1250	2.21	0.28	6.23
CONSUMIBLES DE EQUIPOS						1.25
FLETES						2.29
HERRAMIENTAS						0.86

CODIGO : 04.04 ENROCADO
 COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M3) **67.36** RENDIMIENTO 23.40 M3/DIA

DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
TRACTOR 140 HP	HM	0.2000	0.0684	63.85	4.37	
COMPRESORA 250 PCM	HM	0.4250	0.1453	16.77	2.44	
MARTILLO 80 LBS	HM	0.3500	0.1197	1.17	0.14	
VOLQUETE 15 M3	HM	0.2000	0.0684	43.46	2.97	
CARGADOR 950	HM	0.5000	0.1709	83.94	14.35	
PERFORADORA MANUAL	HM	1.0000	0.3419	4.50	1.54	25.80
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	1	0.3419	11.77	4.02	
OPERARIO	HH	0.25	0.0855	9.65	0.82	
OPERARIO	HH	1	0.3419	8.07	2.76	
PEON	HH	6	2.0513	7.25	14.87	22.48
OPERADORES DE EQUIPOS						4.91
MATERIALES						
DINAMITA 65%	KG		0.7189	4.59	3.30	
FULMINANTE #6	UND		0.7272	0.22	0.16	
PENTACORD 5P	ML		3.0000	0.44	1.32	
MECHA LENTA	ML		0.0909	0.22	0.02	
BARRENO 4"	UND		0.0019	194.00	0.37	
BARRENO 6"	UND		0.0019	252.00	0.48	5.65

POR YECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES

FECHA EMISION : 16/11/1995

CONSUMIBLES DE EQUIPOS						7.91
FLETES						0.16
HERRAMIENTAS						0.45

CODIGO : 04.05 SUB DREN						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (ML)			90.40	RENDIMIENTO	100.00	ML/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
PLANCHA COMPACTADORA	HM	1.0000	0.0800	5.52	0.44	
VOLQUETE 15 M3	HM	3.5000	0.2800	43.46	12.17	
MOTOBOMBA 4"	HM	0.3000	0.0240	1.73	0.04	
RETROEXCAVADORA 220 HP	HM	1.2500	0.1000	122.96	12.30	
CISTERNA 3000 GAL	HM	0.3000	0.0240	38.42	0.92	
CARGADOR 950	HM	0.3500	0.0280	83.94	2.35	28.22
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	1	0.0800	11.77	0.94	
OPERARIO	HH	2	0.1600	9.65	1.54	
PEON	HH	9	0.7200	7.25	5.22	7.71
OPERADORES DE EQUIPOS						6.28
MATERIALES						
VARIOS	ESTM		2.0700	1.00	2.07	
GEOTEXTIL OP-30	M2		2.0000	4.50	9.00	
TUBO PERF PVC 6"	ML		1.0500	21.00	22.05	33.12
CONSUMIBLES DE EQUIPOS						14.85
FLETES						0.07
HERRAMIENTAS						0.15

CODIGO : 04.06 CUNETA FRANCESA						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (ML)			90.80	RENDIMIENTO	24.00	ML/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
VOLQUETE 15 M3	HM	0.0700	0.0233	43.46	1.01	
MEZCLADORA 11 P3	HM	0.5000	0.1667	6.78	1.13	
MOTOBOMBA 4"	HM	0.0100	0.0033	1.73	0.01	
CISTERNA 3000 GAL	HM	0.0100	0.0033	38.42	0.13	
RETROEXCAVADORA 220 HP	HM	0.0100	0.0033	122.96	0.41	2.69
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	1	0.3333	11.77	3.92	
OPERARIO	HH	10	3.3333	9.65	32.17	
PEON	HH	12	4.0000	7.25	29.00	65.09
OPERADORES DE EQUIPOS						6.28
MATERIALES						
CEMENTO TIPO I TARMA	BLS		1.1200	8.50	9.52	
PLASTIMENT VZ	KG		0.1764	2.21	0.39	9.91
CONSUMIBLES DE EQUIPOS						2.18
FLETES						3.35
HERRAMIENTAS						1.30

CODIGO : 05.01 CONCRETO CICLOPEO F _c =175 KG/CM2						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M3)			197.55	RENDIMIENTO	20.00	M3/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
CARGADOR FRONTAL 950 B	HM	0.0450	0.0180	63.74	1.15	
CHANCADORA 60-80 M3/H	HM	0.0450	0.0180	150.74	2.71	
VOLQUETE 15 M3	HM	0.5000	0.2000	43.46	8.69	
MEZCLADORA 11 P3	HM	1.0000	0.4000	6.78	2.71	

POR YECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES

FECHA EMISION : 16/11/1995

DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/)	PARCIAL	SJB TOTAL
VIBRADORA GASOLINERA 1 1/2"	HM	1 0000	0 4000	1 51	0 60	
MOTOBOMBA 4"	HM	0 1250	0 0500	1 73	0 09	
CISTERNA DE 3000 GALONES	HM	0 1250	0 0500	38 42	1 92	
RETROEXCAVADORA 220 HP	HM	0 0450	0 0180	122 96	2 21	
CARGADOR FRONTAL 950 F	HM	0 0300	0 0120	83 94	1 01	
FAJA TRANSPORTADORA	HM	0 1250	0 0500	10 03	0 50	
GRUA 15 TON	HM	1 0000	0 4000	45 71	18 28	39.88
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	1	0 4000	11 77	4 71	
OPERARIO	HH	2	0 8000	9 65	7 72	
OFICIAL	HH	1	0 4000	8 07	3 23	
PEON	HH	12	4 8000	7 25	34 80	50.46
OPERADORES DE EQUIPOS						11 94
MATERIALES						
CEMENTO TIPO I	BLS		6 1376	8 50	52 17	
CURADOR	GL		0 4023	12 13	4 88	
INSTALACION CHANCADORA	M3		0 8750	0 16	0 14	
PLASTIMENT VZ	KG		1 0407	2 21	2 30	59.49
COMBUSTIBLES DE EQUIPOS						14 72
FLETES						18 54
HERRAMIENTAS						2 52

CODIGO		05.02 CONCRETO F'c=100 KG/CM2		COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M3)		160.36		RENDIMIENTO		84.00 M3/DIA	
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/)	PARCIAL	SJB TOTAL					
EQUIPOS											
CARGADOR FRONTAL 930	HM	1 0000	0 0952	50 58	4 82						
CARGADOR FRONTAL 950 B	HM	0 4250	0 0405	63 74	2 58						
CHANCADORA 60-80 M3/H	HM	0 3333	0 0317	150 74	4 79						
VOLQUETE 15 M3	HM	0 4250	0 0405	43 46	1 76						
VIBRADORA GASOLINERA 1 1/2"	HM	0 4250	0 0405	1 51	0 06						
MOTOBOMBA 4"	HM	0 5000	0 0476	1 73	0 08						
CISTERNA DE 3000 GALONES	HM	0 5000	0 0476	38 42	1 83						
RETROEXCAVADORA 220 HP	HM	0 2500	0 0238	122 96	2 93						
VOLQUETE 12 M3	HM	0 2500	0 0238	45 04	1 07						
FAJA TRANSPORTADORA	HM	0 8333	0 0794	10 03	0 80						
GRUPO ELECTROGENO 100 KW	HM	1 0000	0 0952	9 34	0 89						
PLANTA CONCRETO 35-40M3H	HM	1 0000	0 0952	53 86	5 13						
SILO 140 TON	HM	2 0000	0 1905	1 80	0 34						
MIXER 6 M3	HM	4 0000	0 3810	43 82	16 69						
GRUA 15 TON	HM	2 0000	0 1905	45 71	8 71	52.47					
MANO DE OBRA											
CAPATAZ	HH	2 5	0 2381	11 77	2 80						
OPERARIO	HH	3	0 2857	9 65	2 76						
OFICIAL	HH	2	0 1905	8 07	1 54						
PEON	HH	14	1 3333	7 25	9 67	16.76					
OPERADORES DE EQUIPOS						11 94					
MATERIALES											
CEMENTO TIPO I	BLS		5 5200	8 50	46 92						
INSTALACION CHANCADORA	M3		1 2500	0 16	0 20						
PLASTIMENT VZ	KG		0 9230	2 21	2 04	49.16					
COMBUSTIBLES DE EQUIPOS						13 17					
FLETES						16 54					
HERRAMIENTAS						0 31					

PROYECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES
FECHA EMISION : 16/11/1995

CODIGO : 05.03		CONCRETO F'c=175 KG/CM2		RENDIMIENTO		M3/DIA	
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/) POR (M3)		244.45		15.00			
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/)	PARCIAL	SUB TOTAL	
EQUIPOS							
CARGADOR FRONTAL 950 B	HM	0.0425	0.0227	63.74	1.44		
CHANCADORA 60-80 M3/H	HM	0.0425	0.0227	150.74	3.42		
VOLQUETE 15 M3	HM	0.4000	0.2133	43.46	9.27		
MEZCLADORA 11 P3	HM	1.0000	0.5333	6.78	3.62		
VIBRADORA GASOLINERA 1 1/2"	HM	1.0000	0.5333	1.51	0.81		
MOTOBOMBA 4"	HM	0.1050	0.0560	1.73	0.10		
CISTERNA DE 3000 GALONES	HM	0.1050	0.0560	38.42	2.15		
RETROEXCAVADORA 220 HP	HM	0.0425	0.0227	122.96	2.79		
CARGADOR FRONTAL 950 F	HM	0.0200	0.0107	83.94	0.90		
FAJA TRANSPORTADORA	HM	0.1250	0.0667	10.03	0.67		
GRUA 15 TON	HM	1.0000	0.5333	45.71	24.38	49.53	
MANO DE OBRA							
CAPATAZ	HH	1	0.5333	11.77	6.28		
OPERARIO	HH	2	1.0667	9.65	10.29		
OFICIAL	HH	1	0.5333	8.07	4.30		
PEON	HH	10	5.3333	7.25	38.67	59.54	
OPERADORES DE EQUIPOS						11.94	
MATERIALES							
CEMENTO TIPO I	BLS		8.1894	8.50	69.61		
CURADOR	GL		0.5028	12.13	6.10		
INSTALACION CHANCADORA	M3		1.1250	0.16	0.18		
PLASTIMENT VZ	KG		1.3891	2.21	3.07	78.96	
COMBUSTIBLES DE EQUIPOS						18.55	
FLETES						24.72	
HERRAMIENTAS						1.21	

CODIGO : 05.04		CONCRETO F'c=210 KG/CM2		RENDIMIENTO		M3/DIA	
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/) POR (M3)		255.46		15.00			
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/)	PARCIAL	SUB TOTAL	
EQUIPOS							
CARGADOR FRONTAL 950 B	HM	0.0425	0.0227	63.74	1.44		
CHANCADORA 60-80 M3/H	HM	0.0425	0.0227	150.74	3.42		
VOLQUETE 15 M3	HM	0.4000	0.2133	43.46	9.27		
MEZCLADORA 11 P3	HM	1.0000	0.5333	6.78	3.62		
VIBRADORA GASOLINERA 1 1/2"	HM	1.0000	0.5333	1.51	0.81		
MOTOBOMBA 4"	HM	0.1050	0.0560	1.73	0.10		
CISTERNA DE 3000 GALONES	HM	0.1050	0.0560	38.42	2.15		
RETROEXCAVADORA 220 HP	HM	0.0425	0.0227	122.96	2.79		
CARGADOR FRONTAL 950 F	HM	0.0200	0.0107	83.94	0.90		
FAJA TRANSPORTADORA	HM	0.1250	0.0667	10.03	0.67		
GRUA 15 TON	HM	1.0000	0.5333	45.71	24.38	49.53	
MANO DE OBRA							
CAPATAZ	HH	1	0.5333	11.77	6.28		
OPERARIO	HH	2	1.0667	9.65	10.29		
OFICIAL	HH	1	0.5333	8.07	4.30		
PEON	HH	10	5.3333	7.25	38.67	59.54	
OPERADORES DE EQUIPOS						11.94	
MATERIALES							
CEMENTO TIPO I	BLS		9.1164	8.50	77.49		
CURADOR	GL		0.5028	12.13	6.10		
INSTALACION CHANCADORA	M3		1.1250	0.16	0.18		
PLASTIMENT VZ	KG		1.5475	2.21	3.42	87.19	
COMBUSTIBLES DE EQUIPOS						21.33	

POR YECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES
 FECHA EMISION : 16/11/1995

FLETES						24.72
HERRAMIENTAS						1.21

CODIGO : 05.05 CONCRETO INYECTADO						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M3)			1,160.51	RENDIMIENTO	2.50	M3/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
BOMBA INYECTORA	HM	1.0000	3.2000	37.80	120.96	
MEZCLADORA DE CEMENTO	HM	1.0000	3.2000	20.70	66.24	
AGITADOR DE ALTA TURB.	HM	1.0000	3.2000	18.83	60.24	247.44
MANO DE OBRA						
CAPATAZ (A)	HH	0.5	1.6000	13.85	22.16	
OPERARIO (A)	HH	1	3.2000	12.58	40.26	
OFICIAL	HH	2	6.4000	8.07	51.65	
PEON	HH	2	6.4000	7.25	46.40	160.46
MATERIALES						
CEMENTO TIPO I TARMA	BLS		35.0000	8.50	297.50	
ACCESORIOS INYECCION	UND		0.0500	4000.00	200.00	
OBTURADOR COMPLETO	UND		0.0500	1620.00	81.00	
HERRAMIENTAS	% MO		5.0000	160.46	8.02	
AGUA	M3		0.6100	0.25	0.15	
CONSUMIBLE BOMBA DE INYEC	HM		7.5000	2.50	18.75	
CONSUMIBLE MEZCLADORA DE	HM		7.5000	2.50	18.75	
CONSUMIBLE AGITADOR DE CE	HM		7.5000	3.00	22.50	
VARIOS	ESTM		16.5000	1.00	16.50	663.18
FLETES						89.43

CODIGO : 05.05 A CONCRETO LANZADO						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M3)			323.31	RENDIMIENTO	6.00	M3/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
BOMBA INYECTORA	HM	1.0000	1.3333	37.80	50.40	
MEZCLADORA DE CEMENTO	HM	1.0000	1.3333	20.70	27.60	
AGITADOR DE ALTA TURB.	HM	1.0000	3.2000	18.83	60.24	138.24
MANO DE OBRA						
CAPATAZ (A)	HH	0.1	0.3200	13.85	4.43	
OPERARIO (A)	HH	1	3.2000	12.58	40.26	
PEON	HH	0.5	1.6000	7.25	11.60	56.29
MATERIALES						
CEMENTO TIPO I TARMA	BLS		15.0000	8.50	127.50	
HERRAMIENTAS	% MO		2.0000	56.29	1.13	
AGUA	M3		0.6100	0.25	0.15	128.78

CODIGO : 05.06 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M2)			48.77	RENDIMIENTO	14.50	M2/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
SIERRA CIRCULAR	HM	1.0000	0.5517	1.23	0.68	
CAMION HIAB 10T + GRUA	HM	0.2500	0.1379	44.18	6.09	6.77
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	0.5	0.2759	11.77	3.25	
OPERARIO	HH	2	1.1034	9.65	10.65	
OFICIAL	HH	2	1.1034	8.07	8.90	
PEON	HH	1	0.5517	7.25	4.00	26.80
OPERADORES DE EQUIPOS						1.58
MATERIALES						

PROYECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES

FECHA EMISION : 16/11/1995

MADERA	P2		4.8000	1.50	7.20	
CLAVOS 2"-4"	KG		0.2500	1.39	0.35	
ALAMBRE	KG		0.2500	1.39	0.35	
FORM OIL	GL		0.0500	7.83	0.39	
VARIOS	ESTM		0.9000	1.00	0.90	9.19
COMBUSTIBLES DE EQUIPOS						3.81
FLETES						0.08
HERRAMIENTAS						0.54

CODIGO : 05.07		ACERO DE REFUERZO		RENDIMIENTO		225.00	KG/DIA
COSTO UNITARIO DIRECTO (S./) POR (KG)		2.04					
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S./)	PARCIAL	SUB TOTAL	
EQUIPOS							
CIZALLA	HM	1.0000	0.0356	6.55	0.23	-0.23	
MANO DE OBRA							
CAPATAZ	HH	0.1	0.0036	11.77	0.04		
OPERARIO	HH	1	0.0356	9.65	0.34		
OFICIAL	HH	1	0.0356	8.07	0.29	0.67	
MATERIALES							
ACERO CORRUGADO	KG		1.0500	1.14	1.20		
ALAMBRE	KG		0.0200	1.39	0.03	1.22	
FLETES						(0.10)	
HERRAMIENTAS						0.01	

CODIGO : 05.08		FILTRO DE ARENA GRUESA, GRAVA		RENDIMIENTO		72.00	M3/DIA
COSTO UNITARIO DIRECTO (S./) POR (M3)		32.97					
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S./)	PARCIAL	SUB TOTAL	
EQUIPOS							
RETROEXCAVADORA	HM	0.5000	0.0556	122.96	6.83		
VOLQUETE 15 M3	HM	0.5000	0.0556	43.46	2.41		
CARGADOR FRONTAL 950 F	HM	0.2500	0.0278	83.94	2.33	11.58	
MANO DE OBRA							
CAPATAZ	HH	0.5	0.0556	11.77	0.65		
PEON	HH	5	0.5556	7.25	4.03	4.68	
OPERADORES DE EQUIPOS						1.58	
MATERIALES							
GEOTEXTIL OP-30	M2		2.2000	4.50	9.90		
VARIOS	ESTM		1.2500	1.00	1.25	11.15	
COMBUSTIBLES DE EQUIPOS						3.81	
FLETES						0.08	
HERRAMIENTAS						0.09	

CODIGO : 05.09		GEOTEXTIL		RENDIMIENTO		320.00	M2/DIA
COSTO UNITARIO DIRECTO (S./) POR (M2)		8.51					
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S./)	PARCIAL	SUB TOTAL	
EQUIPOS							
CAMIONETA HIAB + GRUA	HM	1.0000	0.0250	44.18	1.10	1.10	
MANO DE OBRA							
CAPATAZ	HH	1	0.0250	11.77	0.29		
PEON	HH	6	0.1500	7.25	1.09	1.38	
OPERADORES DE EQUIPOS						0.28	
MATERIALES							
GEOTEXTIL OP-30	M2		1.1200	4.50	5.04	5.04	
COMBUSTIBLES DE EQUIPOS						0.63	
FLETES						0.04	
HERRAMIENTAS						0.03	

POR YECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES

FECHA EMISION : 16/11/1995

CODIGO : 05.10 SELLO DE ARCILLA						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/) POR (M3)			19.06		RENDIMIENTO	296.00 M3/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
TRACTOR D6D, 140 HP	HM	1 0000	0 0270	63 85	1 73	
CARGADOR 950 F	HM	0 5000	0 0135	83 94	1 13	
VOLQUETE 15 M3	HM	5 0000	0 1351	43 46	5 87	
RETROEXCAVADORA 220 HP	HM	0 5000	0 0135	122 96	1 66	10.39
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	1	0 0270	11 77	0 32	
PEON	HH	6	0 1622	7 25	1 18	1.49
OPERADORES DE EQUIPOS						2 14
COMBUSTIBLES DE EQUIPOS						5 00
HERRAMIENTAS						0 03
CODIGO : 05.11 DRENES CORTOS PVC=2"						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/) POR (ML)			11.25		RENDIMIENTO	40.00 ML/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/)	PARCIAL	SUB TOTAL
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	0 1	0 0200	11 77	0 24	
OPERARIO	HH	2	0 4000	9 65	3 86	
PEON	HH	1	0 2000	7 25	1 45	5.55
MATERIALES						
TUBO PVC 2" CL-7.5	ML		1 0500	3 52	3 70	
GEOTEXTIL OP-30	M2		0 2500	4 50	1 13	
VARIOS	ESTM		0 7500	1 00	0 75	5.57
FLETES						0 02
HERRAMIENTAS						0 11
CODIGO : 05.12 DRENES PROFUNDOS						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/) POR (ML)			238.16			
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/)	PARCIAL	SUB TOTAL
PERFORACION						
PERF. A ROTOPERCION				(RENDIMIENTO)	15 00	ML/DIA)
EQUIPO						
COMPRESORA 690 PCM	HM	1 0000	0 5333	80 00	42 67	
PERFORADORA	HM	1 0000	0 5333	28 00	14 93	
MANO DE OBRA						
CAPATAZ (A)	HH	0 2500	0 1333	13 85	1 85	
OPERARIO (A)	HH	1 0000	0 5333	12 58	6 71	
OFICIAL	HH	2 0000	1 0667	8 07	8 61	
MATERIALES						
BOTON BIT DE 2"	UND		0 0033	2216 00	7 31	
ACCESORIOS	COJ		0 0010	5000 00	5 00	
MARTILLO DE FONDO	UND		0 0015	8000 00	12 00	
HERRAMIENTAS	% MO		5 0000	17 16	0 86	
CONSUMIBLES DE EQUIPOS	HM		0 5714	6 44	3 68	
SUBTOTAL DE PERFORACION A ROTOPERCUSION					103 61	
PERF. A ROTATIVA						
PERF. A ROTATIVA				(RENDIMIENTO)	6 00	ML/DIA)
EQUIPO						
PERFORADORA MACH 700	HM	1 0000	1 3333	37 98	50 64	
BOMBA DE AGUA	HM	1 0000	1 3333	15 31	20 41	
MANO DE OBRA						
CAPATAZ (A)	HH	0 2500	0 3333	13 85	4 62	

PROYECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES

FECHA EMISION : 16/11/1995

OPERARIO (A)	HH	1.0000	1.3333	12.58	16.77	
OFICIAL	HH	2.0000	2.6667	8.07	21.52	
MATERIALES						
BROCA DIAMANTINA	UND		0.0286	1700.00	48.62	
ACCESORIOS	CNJ		0.0020	12000.00	24.00	
HERRAMIENTAS	% MO		5.0000	42.91	2.15	
CONSUMIBLES DE EQUIPOS	HM		1.3333	4.02	0.05	
SUBTOTAL DE PERFORACION A ROTOPERCUSION					188.78	
PRECIO PONDERADO DE PERFORACION EN 165 ML DE PERFORACION						129.42
A ROTOPERCUSION 115 ML			103.61	115.00	11,915.60	
A ROTATIVA 50 ML			188.78	50.00	9,439.12	
				165.00	21,354.72	
INSTALACION Y RETIRO DE REVESTIMIENTO				(RENDIMIENTO)	15.00	ML/DIA)
EQUIPO						
PERFORADORA MACH 700	HM	1.0000	0.5333	37.98	20.26	
BOMBA D AGUA MACH 700	HM	1.0000	0.5333	15.31	8.17	
MANO DE OBRA						
CAPATAZ (A)	HH	0.2500	0.1333	13.85	1.85	
OPERARIO (A)	HH	1.0000	0.5333	12.58	6.71	
OFICIAL	HH	0.0000	0.0000	8.07	-	
MATERIALES						
ZAPATA DIAMANTINA	UND		0.0250	1362.00	34.05	
TUBERIA DE REVESTIMIENTO	ML		0.0100	220.00	2.20	
ACCESORIOS	CNJ		0.0015	12000.00	18.00	
HERRAMIENTAS	% MO		5.0000	8.56	0.43	
CONSUMIBLES	HM		0.5333	4.02	2.14	
SUBTOTAL					93.80	
PRECIO PONDERADO DE PERFORACION EN 165 ML DE PERFORACION						28.42
A ROTATIVA 50 ML			93.80	50.00	4,689.96	
SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBO DREN				(RENDIMIENTO)	30.00	ML/DIA)
EQUIPO						
PERFORADORA MACH 700	HM	1.0000	0.3000	37.98	11.39	
BOMBA DE AGUA	HM	1.0000	0.3000	111.36	33.41	44.80
MANO DE OBRA						
CAPATAZ (A)	HH	1.0000	0.2750	13.85	3.81	
OPERARIO (A)	HH	1.0000	0.2750	12.58	3.46	
OFICIAL	HH	2.0000	0.5333	8.07	4.30	11.57
MATERIALES						
TUBO DRE PREPARADO	ML		1.0500	21.00	22.05	
CONSUMIBLES DE EQUIPOS	HM		0.5000	2.64	1.32	
HERRAMIENTAS	% MO		5.0000	11.57	0.58	23.95

CODIGO : 05.13 CABLE TENSADO

COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (ML) **343.09**

DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/.)	PARCIAL	SUB TOTAL
PERFORACION						
PERF. A ROTOPERCIION				(RENDIMIENTO)	15.00	ML/DIA)
EQUIPO						
COMPRESORA 690 PCM	HM	1.0000	0.5333	80.00	42.67	
PERFORADORA	HM	1.0000	0.5333	28.00	14.93	
MANO DE OBRA						
CAPATAZ (A)	HH	0.2500	0.1333	13.85	1.85	
OPERARIO (A)	HH	1.0000	0.5333	12.58	6.71	

POR YECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES

FECHA EMISION : 16/11/1995

OFICIAL	HH	2.0000	1.0667	8.07	8.61	
MATERIALES						
BOTON BIT DE 2"	UND		0.0033	2216.00	7.31	
ACCESORIOS	COJ		0.0010	5000.00	5.00	
MARTILLO DE FONDO	UND		0.0015	8000.00	12.00	
HERRAMIENTAS	% MO		5.0000	17.16	0.86	
CONSUMIBLES DE EQUIPOS	HM		0.5714	6.44	3.68	
SUBTOTAL DE PERFORACION A ROTOPERCUSION					103.61	
PERF. A ROTATIVA				(RENDIMIENTO	6.00	ML/DIA)
EQUIPO						
PERFORADORA MACH 700	HM	1.0000	1.3333	37.98	50.64	
BOMBA DE AGUA	HM	1.0000	1.3333	15.31	20.41	
MANO DE OBRA						
CAPATAZ (A)	HH	0.2500	0.3333	13.85	4.62	
OPERARIO (A)	HH	1.0000	1.3333	12.58	16.77	
OFICIAL	HH	2.0000	2.6667	8.07	21.52	
MATERIALES						
BROCA DIAMANTINA	UND		0.0286	1700.00	48.62	
ACCESORIOS	CNJ		0.0020	12000.00	24.00	
HERRAMIENTAS	% MO		5.0000	42.91	2.15	
CONSUMIBLES DE EQUIPOS	HM		1.3333	4.02	0.05	
SUBTOTAL DE PERFORACION A ROTOPERCUSION					188.78	
PRECIO PONDERADO DE PERFORACION EN 1793 ML DE ANCLAJES						112.16
A ROTOPERCUSION 1613 ML			103.61	1613.00	167,129.19	
A ROTATIVA 180 ML			188.78	180.00	33,980.84	
				1,793.00	201,110.03	
INSTALACION Y RETIRO DE REVESTIMIENTO				(RENDIMIENTO	15.00	ML/DIA)
EQUIPO						
PERFORADORA MACH 700	HM	1.0000	0.5333	37.98	20.26	
BOMBA D AGUA MACH 700	HM	1.0000	0.5333	15.31	8.17	
MANO DE OBRA						
CAPATAZ (A)	HH	0.2500	0.1333	13.85	1.85	
OPERARIO (A)	HH	1.0000	0.5333	12.58	6.71	
OFICIAL	HH	0.0000	0.0000	8.07	-	
MATERIALES						
ZAPATA DIAMANTINA	UND		0.0250	1362.00	34.05	
TUBERIA DE REVESTIMIENTO	ML		0.0100	220.00	2.20	
ACCESORIOS	CNJ		0.0015	12000.00	18.00	
HERRAMIENTAS	% MO		5.0000	8.56	0.43	
CONSUMIBLES	HM		0.5333	4.02	2.14	
SUBTOTAL					93.80	
PRECIO PONDERADO DE INST Y RETIRO DE REVESTIMIENTO EN 1793 ML DE ANCLAJES						9.42
A ROTATIVA 180 ML			93.80	180.00	16,883.84	
SUMINISTRO E INSTALACION DE ENCLAJES 35 TN				(RENDIMIENTO	30.00	ML/DIA)
EQUIPO						
COMPRESORA 690 PCM	HM	1.0000	0.2667	80.00	21.33	
PERFORADORA MABERLY	HM	1.0000	0.2667	28.00	7.47	28.80
MANO DE OBRA						
CAPATAZ (A)	HH	0.2500	0.0667	13.85	0.92	
OPERARIO (A)	HH	1.0000	0.2667	12.58	3.35	
OFICIAL	HH	2.0000	0.5333	8.07	4.30	
PEON	HH	2.0000	0.5333	7.25	3.87	12.45

POR YECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : ESTABILIZACION DE TALUDES

FECHA EMISION : 16/11/1995

DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/)	PARCIAL	SUB TOTAL
MATERIALES						
ANCLAJE ESPECIAL PATENTE	ML		1 0000	90.84	90.84	
CONSUMIBLES DE EQUIPOS	HM		0.2667	6.44	1.72	
HERRAMIENTAS	% MO		5.0000	12.45	0.62	
ACERO CORRUGADO	KG		4.0000	1.14	4.56	
CEMENTO TIPO I TARMA	BLS		0.0500	8.50	0.43	98.16
FLETE						0.63
SUMINISTRO, INSTALCION Y PROTECCION DE CABEZAL						
				(RENDIMIENTO)	4.00	UND/DIA)
EQUIPO						
CORTADORA ELECTRICA	HM	0.5000	1.0000	2.00	2.00	
MANO DE OBRA						
TECNICO	HM	0.2000	0.4000	25.00	10.00	
CAPATAZ (A)	HH	0.2500	0.5000	13.85	6.93	
OPERARIO (A)	HH	1.0000	2.0000	12.58	25.16	
OFICIAL	HH	2.0000	4.0000	8.07	32.28	
PEON	HH	2.0000	4.0000	7.25	29.00	
MATERIALES						
DADO DE CONCRETO	UND		1.0000	40.00	40.00	
CABEZAL DE ANCLAJE	UND		1.0000	450.00	450.00	
HERAMIENTAS	%MO		5.0000	103.37	5.17	
SUBTOTAL					600.53	
PRECIO PONDERADO DE INST Y RETIRO DE REVESTIMIENTO EN 1793 ML DE ANCLAJES						58.28
TOTAL DE ANCLAJES 174			600.53	174.00	104,492.79	
TENSADO DE ANCLAJE						
				(RENDIMIENTO)	2.50	UND/DIA)
EQUIPO						
GATA HIDRAULICA PARA TENSAD	HM	1.0000	3.2000	20.00	64.00	
MANO DE OBRA						
TECNICO	HM	1.0000	3.2000	25.00	80.00	
OPERARIO (A)	HH	1.0000	3.2000	12.58	40.26	
PEON	HH	2.0000	6.4000	7.25	46.40	
MATERIALES						
HERAMIENTAS	%MO		5.0000	166.66	8.33	
SUBTOTAL					238.99	
PRECIO PONDERADO DE ITENSADO DE ANCLAJES EN 1793 ML DE ANCLAJES						23.19
TOTAL DE ANCLAJES 174			238.99	174.00	41,584.05	
CODIGO : 05.14 ACERO DE ANCLAJE						
COSTO UNITARIO DIRECTO (S/.) POR (M2)			40.56	RENDIMIENTO	32.00	KG/DIA
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/)	PARCIAL	SUB TOTAL
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	0.1000	0.0250	11.77	0.29	
OPERARIO	HH	2.0000	0.5000	9.65	4.83	
OFICIAL	HH	1.0000	0.2500	8.07	2.02	
						7.14
MATERIALES						
ACERO DE ANCLAJE	KG		1.0500	26.48	27.80	
ACERO CORRUGADO	KG		4.0000	1.14	4.56	
CEMENTO TIPO I TARMA	BLS		0.0500	8.50	0.43	
						32.79
FLETE						0.63

POR YECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
OBRA		: ESTABILIZACION DE TALUDES				
FECHA EMISION		: 16/11/1995				
CODIGO : 05.15 GAVIONES COSTO UNITARIO DIRECTO (S./) POR (M3) 100.73 RENDIMIENTO 184.00 M3/DIA						
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
RETROEXCAVADORA POCLAIN	HM	2.0000	0.0870	68.30	5.94	
VOLQUETES 15 M3	HM	3.0000	0.1304	43.46	5.67	11.61
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	1.0000	0.0435	11.77	0.51	
PEON	HH	8.0000	0.3478	7.25	2.52	3.03
OPERADORES DE EQUIPOS						4.54
MATERIALES						
GAVION 2X1X1	UND		0.6000	92.70	55.62	
GAVION 5X1X0.5	UND		0.1000	148.00	14.80	
ALAMBRE GALVANIZADO	KG		0.5000	3.60	1.80	
MADERA	P2		2.0000	1.50	3.00	75.22
COMBUSTIBLES DE EQUIPOS						6.10
FLETES						0.08
HERRAMIENTAS	%		5%			0.15
CODIGO : 05.16 COBERTURA VEGETAL COSTO UNITARIO DIRECTO (S./) POR (M2) 7.89 RENDIMIENTO 332.00 M2/DIA						
DESCRIPCION DE INSUMO	UND	CUADRILLA	CANTIDAD	PU (S/)	PARCIAL	SUB TOTAL
EQUIPOS						
CAMION HIAB 10T+GRUA	HM	1.0000	0.0241	44.18	1.06	
CISTERNA 3000 GAL	HM	1.0000	0.0241	38.42	0.93	
MOTOBOMBA 4"	HM	1.0000	0.0241	1.73	0.04	2.03
MANO DE OBRA						
CAPATAZ	HH	1.0000	0.0241	11.77	0.28	
PEON	HH	19.0000	0.4578	7.25	3.32	3.60
OPERADORES DE EQUIPOS						0.54
MATERIALES						
VARIOS	ESTM		0.3000	1.00	0.30	0.30
COMBUSTIBLES DE EQUIPOS						1.23
HERRAMIENTAS	%		5%			0.18

CAPITULO IX

PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS EN LA EJECUCION DE OBRA.

IX.1 JUSTIFICACION TECNICA DE EJECUCION DE TRABAJOS ADICIONALES NO PREVISTOS EN EL DISEÑO ORIGINAL.

En el estudio del proyecto para la estabilización de las zonas críticas mediante pantallas ancladas, la descripción litológica de estas zonas se determinó basándose en observaciones de campo, hechas desde la superficie sin contar con datos de sondeos de investigación, concluyendo de esta manera en forma general que la constitución del material coluvial correspondía a una capa superficial seguido por formaciones de rocas blandas, constituidos por esquistos, filitas, calizas y lutitas muy alteradas. Dentro de esta óptica, se ha diseñado los anclajes considerando que las perforaciones serían desarrolladas dentro de criterios normales y que los bulbos de los anclajes serían fijados en roca con RQD > 70%.

Sin disponer con los sondeos de investigación las que podría definir las características reales del macizo rocoso o terreno y, por consiguiente no conocer el perfil geológico característico de cada zona crítica, se ha elaborado las especificaciones técnicas de ejecución de obra bastante simples, las que no han previsto las dificultades reales del avance de trabajo debido a las reales condiciones del subsuelo. Tales condiciones inadecuadas detalladas en las especificaciones técnicas del concurso de licitación fueron tomados como elementos técnicos para elaborar los precios unitarios de las partidas previstas del proyecto, considerando que las perforaciones para la instalación de los anclajes serían desarrolladas

dentro de procedimientos normales en profundidades y diámetros indicados en las especificaciones técnicas.

Al iniciarse los trabajos de construcción de las pantallas ancladas, la empresa constructora atendiendo a las obligaciones contractuales formuladas en la oferta de licitación ha ejecutado sondeos de investigación previos a la construcción de las pantallas ancladas en cada Zona Crítica, la cual tuvo como objetivo confirmar y conocer la verdadera constitución geológica del macizo rocoso (formaciones geológicas no previstas en las especificaciones técnicas). Estos sondeos rotativos de investigación con recuperación de muestras revelaron recién las reales condiciones geológicas de cada macizo, y partir de entonces se definió el perfil geológico representativo así como también el modelo geomecánico típico de cada zona crítica de las pantallas ancladas. Con base a estos modelos geomecánicos según los sondeos de investigación, fueron elaborados los nuevos diseños de los muros anclados, adaptados a las reales condiciones del subsuelo.

Los sondeos de investigación ejecutados antes de la construcción de las pantallas ancladas muestran que el sub-suelo presentan condiciones estratigráfica y litológica bastantes diferentes de las previstas en las bases de las especificaciones técnicas, como consecuencia de estas diferencias, los anclajes fueron modificados en sus longitudes totales por el aumento de longitud del tramo anclado así como también el método de perforación.

La formación coluvial que se presenta en el terreno no se limita a una capa superficial, sino que presenta grandes espesores y en muchas de las zonas críticas la perforación del sondeon de investigación no ha alcanzado la roca. Es decir, en muchos casos los cables fueron ejecutados y anclados en material coluvial. Es evidente que la instalación de los cables anclados en tales condiciones requiere actividades adicionales en las perforaciones y en las inyecciones de lechadas.

IX.1.A Actividades Adicionales Desarrolladas en Trabajos de Perforación.

En los planos del proyecto y en las especificaciones técnicas se indican que el anclaje sería fijado en roca con RQD > 70%, señalando también que se puede ejecutar revestimiento en los tramos superficiales y se limita el diámetro de las

perforaciones para tales condiciones en $\varnothing 4 \frac{3}{4}$ " mencionando que los cables tensados serán ejecutados en perforaciones con diámetro mínimo de 4".

Es decir, las bases estipulan que el diámetro máximo de perforación es de $4 \frac{3}{4}$ " y mínimo de 4", lo que significa que dicha perforación sería telescopada, lo que es lógico en la técnica de perforación. Por consiguiente el tramo superficial constituido de material aluvial sería ejecutado con diámetro $4 \frac{3}{4}$ " y culminado con diámetro 4" para propiciar condiciones aceptables para la instalación de los cables de anclajes. Los precios unitarios de la propuesta económica para la ejecución de los cables tensados fueron calculados con base en estas informaciones.

Con la definición real de la formación geológica de cada zona crítica identificada con los sondeos de investigación se concluyó:

- En varias zonas críticas el material coluvial no se limitó a una capa superficial, más bien abarcó toda la longitud de los cables tensados, lo que no estaba previsto en las bases del contrato, obligando así a un nuevo diseño en la perforación en estos casos para permitir y garantizar la instalación de los anclajes.
- Debido a la mala calidad del macizo, los bulbos fueron anclados en materiales con RQD < 70% lo que significó aumento de la longitud del tramo anclado, por consiguiente un incremento en las longitudes de perforación.
- Debido al alto grado de fracturación y alteración que se presentó en el macizo rocoso, se presentaba derrumbes generalizados en las paredes de perforación que trababa los avances de trabajos para alcanzar la profundidad necesaria antes de instalar los anclajes, obligando a estabilizar estas paredes inestables antes y durante la introducción del anclaje en la perforación, siendo necesario en algunos casos revestir la perforación de manera que garantice el diámetro mínimo de 4".

Por otro lado, según se ejecutaba las perforaciones se presentaba gran fricción entre la pared de los revestimientos con las paredes inestables de la perforación, ocurriendo derrumbes en las paredes de perforación y generando de esta manera trabamiento de los avances de trabajos, obligando así que la perforación sea realizado con un sistema telescopada y colocación de revestimientos diferentes a los previstos en las especificaciones técnicas, para lograr llegar con la perforación hasta la profundidad requerida. Esta perforación telescopada empezaba con un diámetro PW ejecutada con bits de 5 ½" hasta la profundidad en que se observaba que la fricción entre el contacto del tubo con la pared de la perforación impedía el avance del mismo, de manera de garantizar la terminación de la perforación en diámetro H usando bits de Ø 4 ¾". La estabilización de las paredes de la perforación se lograba en algunos casos con inyecciones de lechada de cemento y posterior re-perforación de los tramos inyectados.

El revestimiento P en el tramo superficial, el revestimiento H en el tramo de roca fracturada, así como las inyecciones en las zonas de consolidación son actividades no consideradas en el presupuesto original.

La perforación de forma telescopada con inyección de mortero para consolidación de la pared y re-perforación de los tramos cementados, requiere mayor tiempo de ejecución, así como de actividades no previstas en el precio unitario de los anclajes.

Debido a los problemas arriba mencionados, se ha movilizado más recursos de equipos y personal para mantener el plazo previsto de ejecución de obra. Es decir se ha ejecutado actividades adicionales no previstas en el presupuesto de obra de las pantallas ancladas debida a las malas condiciones del subsuelo local. Estas actividades adicionales son las siguientes:

- a) Movilización adicional de equipos y personal.
- b) Perforación en diámetro P
- c) Instalación de revestimiento PW (139.7 mm.) en la capa superficial.

- d) Ejecución de perforación \varnothing 4 3/4" en material coluvial más profundo.
- e) Instalación de revestimiento HW (114.5mm) en el material coluvial más profundo.
- f) Perforación en \varnothing 4" en roca con RQD <70% a hasta 0.
- g) Inyección de lechada de cemento para estabilizar la pared de la perforación en los tramos donde existía derrumbes, y el consecuente tiempo de espera para el fraguado.
- h) Re-perforación del tramo cementado.

La verdadera absorción de mortero inyectado es una evidencia de que el material del sub-suelo posee características muy diferentes a aquellas previstas por el proyectista y justifica las dificultades que se encontraron durante la perforación, las que se traducen en mayores costos.

Todo esto viene a comprobar que el contratista desarrolló varias actividades adicionales no previstas en las especificaciones técnicas y no contempladas en el costo unitario de la partida 6.16 "Cable Tensado". porque era imposible cotizarlo en esa oportunidad sin que se hubiese ejecutado los sondeos de investigación en cada zona crítica. Estas actividades no incluidas en el precio unitario del anclaje originalmente diseñado, se han elevado a una solicitud de adicional de nuevas partidas y mayores metrados para ser reconocidas por el propietario y por la supervisión de obra.

IX.1.B Mayores Metrados en las Longitudes de Perforaciones Para los Anclajes.

A consecuencia que las condiciones reales de anclajes no eran las mismas del diseño, existió dos alternativas.

- Profundizar el anclaje hasta encontrar un macizo rocoso que cumpliera con las exigencias del diseño (RQD>70%) y realizar el anclaje en esta calidad del macizo rocoso, en estas condiciones la longitud de obligación sería la misma del diseño por que la capacidad de anclaje serían las previstas del estudio.

- Considerando la importancia ejecutar los anclajes en las profundidades indicadas en el diseño y que la longitud libre no puede variar entonces hay que aumentar la longitud de obligación, ya que está en función de la capacidad de anclaje del macizo rocoso, a menor RQD mayor longitud de adhesión.

Analizando las dos alternativas, la primera tenía como dificultad determinar la profundidad del macizo rocoso exigido por el diseño para realizar el anclaje de la longitud de obligación, mientras que la segunda era flexible en cuanto a las condiciones reales del campo.

Frente a tal situación y considerando que la actividad de ejecución de las pantallas ancladas tiene carácter de urgencia para garantizar el avance de la obra de rehabilitación de la carretera, se consideró como solución la segunda alternativa para lo cual se detalla los cálculos estimados.

Con la relación:
$$T_w = A_c \times \sigma \times D_e \times L$$

(ver "V.6.B LONGITUD DE ADHESIÓN", página 81)

Cálculo de la longitud de obligación con RQD > 70% y tomando $A_c = 10 \text{ Kg/cm}^2$.

$$L_a = \frac{2.50 \times 35 \times 1000}{10 \times 3.14 \times 9.525} = 292.6 \text{ cm}$$

Esta longitud $L_a = 292.6 \text{ cm} \cong 3.0 \text{ m}$ es aquella determinada en el diseño del proyecto. En la práctica, generalmente se adopta longitud un poco mayor y por lo tanto se recomendó $L_a = 4.0\text{m}$ para bulbos fijados en roca, con RQD > 70%.

Cálculo de la longitud de obligación para roca fracturada y alterada con RQD < 70% y tomando $A_c = 4.5 \text{ Kg/cm}^2$.

$$L_a = \frac{2.50 \times 35 \times 1000}{4.5 \times 3.14 \times 9.525} = 650.1 \text{ cm}$$

Esta longitud promedio $L_a = 650.1 \text{ cm} \cong 6.50 \text{ m}$ es recomendada en pantallas ubicados en área donde la roca presenta un alto grado de fracturamiento con RQD < 70%, recomendando una longitud de obligación mínima de 6.50 m.

- Longitud de obligación con RQD > 70% 4.0 metros
- Longitud de obligación con RQD < 70% 6.5 metros

IX.1.C Actividades Adicionales Desarrolladas en Trabajos de Inyección.

Los aspectos técnicos que justifican el consumo excesivo de lechada de cemento para formación del bulbo de anclaje de los cables tensados, se basa en el hecho que la constitución del sub-suelo es totalmente diferente de aquella prevista en las especificaciones técnicas del contrato.

La inyección de cemento incluida en la partida N° 6.16 "Cables Tensados" fue considerada en los análisis de precios unitarios teniendo en cuenta lo establecido en las bases de especificaciones técnicas del concurso y en los planos del diseño que preveían que los cables serían anclados en roca con RQD>70%, estimando en estas condiciones un total de 6.9 metros cúbicos de lechada para la inyección en todos los anclajes del proyecto, pues un macizo rocoso con un RQD>70% significa roca poco fracturado o con fracturas llenas de material secundario el que limita la lechada de inyección. Pero en realidad los cables fueron anclados en formaciones geológicas totalmente diferentes a las que indicadas en las bases de las especificaciones técnicas, en material con RQD <70% y hasta 0%, incluyendo formación de bulbo en material coluvial, las que como resultado dieron un mayor consumo de lechada de inyección. Los sondeos de investigación que se han hecho en cada zona crítica confirmaron la diferencia del subsuelo. Por eso, el volumen de lechada inyectada sobrepasó representativamente el volumen previsto.

Las Bases de Pago expresan textualmente: "será pagado al precio unitario del contrato por metro lineal donde se incluyen las actividades de perforación, suministro, montaje, instalaciones, tensado, ensayos, los materiales (cable de acero, lechada de cemento, cabezales, tubos plásticos, manguito, etc), equipo (plataformas de trabajo, gato hidráulico, bomba de inyección, etc), necesarios para completar la partida". Todo lo que está establecido en la base de pago

deberá estar enfocado dentro de las condiciones de las especificaciones técnicas del contrato. Es decir, la base de pago involucra equipos, mano de obra y materiales necesarios para la ejecución del cable tensado, considerando que el mismo será anclado en roca con RQD >70%.

Dentro de ese contexto, si la roca presenta RQD >70%, entonces la inyección para formación del bulbo está incluida en la partida 6.16. El pago del consumo de inyección cuando la roca presenta RQD <70% y cuando el bulbo se ha tenido que formar en material coluvial son cantidades adicionales no previstas en el proyecto ni contemplados en las especificaciones técnicas.

Como el diseño original indica que el anclaje sería fijado en roca con RQD >70% y que el tramo superior de material coluvial sea revestido, se consideró que el volumen de lechada por metro lineal de anclajes sería de 0.0035 m³. Este volumen corresponde al volumen del espacio vacío entre el anclaje y la pared de la perforación, pues en la roca con RQD >70% se puede prever como macizo de baja absorción de lechada.

Una aclaración más detallada acerca de la formación del bulbo en roca con RQD >70% se limita al espacio interior de la perforación, no habiendo aceptación de lechada por el macizo. Ese fue el criterio adoptado para el cálculo del precio unitario de la partida 6.16. Al contrario, cuando el bulbo es formado en roca con RQD <70% hasta 0% ó en material coluvial, las condiciones de inyectabilidad son totalmente diferentes. El macizo es permeable y acepta inyección, primaria, secundaria y hasta otras más, por lo tanto, son dos procedimientos distintos.

El bulbo en roca con RQD >70% se limita al volumen del hueco y el bulbo en roca con RQD <70% hasta 0 y en materiales coluviales se extendió para el interior del macizo. Abajo presentamos el cálculo del consumo por metro de cable tensado considerado en la formación del precio unitario de la partida 6.16 bajo la condición establecida en las especificaciones técnicas, que los anclajes serían

instalados en roca con RQD>70%. El diámetro de la perforación es de (Ø 4" ó 10.16 cm y el diámetro efectivo del anclaje es de Ø 3" ó 7.62 cm.).

Volumen de 1 metro lineal de perforación:

$$V_p = \frac{\pi D^2 \times 1.0}{4} = \frac{3.14 \times 0.10162}{4} = 0.0081 \text{ m}^3$$

Volumen de 1 metro lineal de anclaje:

$$V_a = \frac{\pi D^2 \times 1.0}{4} = \frac{3.14 \times 0.07622}{4} = 0.0046 \text{ m}^3$$

Volumen de lechada para 1 metro lineal de cable tensado.

$$V_c = V_p - V_a = 0.0081 \text{ m}^3 - 0.0046 \text{ m}^3 = 0.0035 \text{ m}^3 \text{ por ml.}$$

Por lo tanto, matemáticamente la partida 6.16 está incluida 0.0035 m³ de lechada de cemento por metro de anclaje. Este volumen está incluido en el precio unitario del anclaje, conforme a las bases de pago. Volúmenes adicionales de lechada de cemento superiores a los de 0.0035 m³ por metro lineal de anclaje no están incluidos en la partida 6.16. Eso significa que las inyecciones ejecutadas en los anclajes de las zonas críticas con consumo de lechada de cemento superior a 0.0035 m³ por metro lineal de cable tensado, corresponden a metros adicionales ya que esta situación no fue prevista en las bases. El alto consumo de cemento se justifica debido al poder de absorción de las formaciones coluviales que se encuentran en el local.

La pérdida de circulación de mezcla de inyección que se observa a lo largo de la perforación es una evidencia de que el macizo es de alta permeabilidad y por eso la cantidad de mortero inyectado para la inyección de vaina y para la formación del bulbo es significativamente mayor, ya que la lechada penetra a través de las fracturas y vacíos, para posteriormente formar el bulbo.

Para la partida mortero inyectado el metrado real es mucho mayor al metrado previsto en la planilla de cantidades del proyectista, ciertamente el proyectista, al

definir un metrado pequeño de mortero inyectado, consideró que el subsuelo era impermeable.

A continuación se detalla el cálculo del metrado total de mezcla inyectado en metros cúbicos en base a la dosificación empleada de 0.5:1 (agua:cemento), tomando como referencia el número de bolsas de cemento inyectado bajo la cual se ha registrado en control de consumo. Consumo de bolsas de cemento para 1 metro cúbico de lechada de inyección:

Agua : 21.25 Kg ÷ 1 Kg / Lt = 21.25 Lt.

Cemento : 42.50 Kg ÷ 3.13 Kg / Lt = 13.68 Lt.

Volumen de mezcla : 21.25 + 13.68 = 34.83 Lt.

Equivalencia para 1 m³ : 1,000 Lt ÷ 34.83 = 28.71 bolsas de cemento.

En el siguiente cuadro se muestra el consumo real de lechada de inyección para los anclajes de las pantallas ancladas en todas las zonas críticas, sacados de los partes diarios de inyecciones (ver página 273 del anexo N°03).

CUADRO N° 30

Zona Crítica	Número Anclajes.	Metro lineal de Anclaje. (ml)	Profundidad perforada (ml)	N° de Bolsas Inyectadas. (und.)	Volumen Inyectado. (m ³)
Zona Crítica 09	65	1,109.00	879.60	1,511.0	52.63
Zona Crítica 10	17	237.00	198.50	255.5	8.90
Zona Crítica 12	27	326.00	254.70	285.0	9.93
Zona Crítica 13B	69	1,380.00	1139.90	1,382.0	48.14
Zona Crítica 13 CI	40	1,024.00	883.90	561.5	9.56
Zona Crítica 13 CII	60	1,440.00	1252.60	889.5	30.98
Zona Crítica 14	105	1,557.50	1291.90	2,470.0	86.03
Zona Crítica 15	25	378.00	318.40	295.50	10.29
Zona Crítica 16	39	786.00	633.10	1,286.5	48.81
TOTAL	447	8,237.50		10,097.50	311.27

- El volumen de cemento estimado para el proyecto corresponde a:
 $0.0035 \text{ m}^3 / \text{ml} \times 8,237.50 \text{ ml} = 28.83 \text{ m}^3$.
- El mayor volumen de lechada de cemento utilizado corresponde a:
 $311.27 - 28.83 = 282.44 \text{ m}^3$.

Por lo expuesto arriba, donde se muestra la cantidad de mortero inyectado en los trabajos de construcción de los anclajes en las pantallas ancladas de las zonas críticas de la Carretera Huánuco - Tingo María tramo II, se consumió total de 311.27 m³ de mortero inyectado en las obras de anclajes, donde se anclaron 8,237.50 metros lineales de anclajes, mientras que lo estimado en el proyecto fue 7 m³ de inyección de cemento en una longitud de 1,793 metros lineales de anclajes.

Por conclusión se tuvo que en el análisis del precio calculado para las condiciones reales, sólo se contempla el volumen de cemento previsto para la obturación de fracturas y, para la formación del bulbo dentro de las condiciones establecidas en el diseño, que corresponde a 0.0035 m³ por metro lineal de cable tensado, es decir considerando que los cables serían instalados en una roca con RQD>70%. El volumen de las inyecciones que sobrepase a los 0.0035 m³ por metro lineal de anclaje será pagado en partida separada al mismo precio unitario del contrato principal, ya que el volumen a ser inyectado es una variable dependiendo de las características de absorción del sub-suelo.

IX.1.D Tubos de Protección Para los Anclajes en la Zona de Relleno.

Conforme fue indicado en los estudios de estabilidad de los taludes de las zonas críticas, la topografía del terreno fue modificada entre el período de elaboración del estudio por la empresa proyectista y la fecha de inicio de los trabajos contratados. Los cambios de estas condiciones topográficas se debieron a la ocurrencia de derrumbes y erosiones por lo que no son de responsabilidad del Contratista.

Estos cambios de la topografía han generado mudanzas en la distancia entre los muros y los taludes que han exigido la ejecución de mayores rellenos entre las obras de contención y el terreno natural. Frente a esta realidad de la obra, se ha tenido que considerar la protección del tramo libre de anclaje que queda en el interior del relleno, con el objetivo de proteger los anclajes contra acciones externas que puedan comprometer la calidad de los mismos.

Se ha protegido la parte del tramo libre que queda en el relleno con tubo PVC clase A-15 en diámetro 4" mínimo. Considerando que esos tubos no fueron previstos por la empresa Proyectista, el costo de los mismos no esta incluido en los precios unitarios de los anclajes, por lo que se trata de una actividad no prevista la que es reconocida por el propietario para su valorización.

IX.2 ANCLAJE T- 84 ZONA CRITICA 14

El punto de anclaje T - 84 ZC14, que se ubica en la primera hilera de anclaje inferior del panel E, donde se encontró una falla geológica puntual con presencia de flujo de agua, definiendo la zona del anclaje como geológicamente inestable, como consecuencia fue imposible llegar a la carga de 60 Tf (1.75 * qt) de la prueba de calificación.

La perforación en este punto es de 12.50 metros de profundidad, según lo indica los planos de aprobación para la construcción del anclaje, el que ha sido perforado en toda su longitud con revestimiento lo cual indica que la masa rocosa se encuentra fracturada.

La inyección realizada en este punto de anclaje alcanzó a una sexta etapa de post-inyección, a las presiones necesarias de inyección en cada etapa, en la secuencia detallada a continuación:

- El 28/10/96 se realizó la inyección del bulbo con un consumo de 10 bolsas de cemento.
- Al día siguiente 29/10/96 se ejecutó la inyección primaria con un consumo de 19 bolsas de cemento.

- El 08/02/97 por primera vez se realizó el tensado del anclaje fallando a la carga de 42 Tf.
- Al presentarse la falla se procedió a reinyectar para consolidar aún más esta zona y formar un bulbo más grande, incrementándose la presión de inyección ejecutándose la inyección secundaria el 14/05/97, inyectándose 7.5 bolsas de cemento.
- El 14/02/97 se ejecutó la inyección secundaria habiéndose inyectado 7.50 bolsas de cemento.
- El 15/02/97 se ejecutó la inyección terciaria, habiéndose ejecutado 2.50 bolsas de cemento.
- El 17/02/97 se ejecuta otra inyección, habiéndose inyectado 7.50 bolsas de cemento, habiéndose inclusive uniformizado la presión de rechazo a 45 Kg/cm² para darle mayor seguridad al bulbo.
- El 26/02/97, se procede a realizar el tensado por segunda vez en este anclaje, habiéndose fallado nuevamente esta vez a la tensión de 48 Tf.
- El 27/02/97 se procedió nuevamente por quinta vez la inyección aumentando la presión de inyección para tratar de consolidar aun más el bulbo de anclaje, lográndose inyectar 10 bolsas de cemento.
- Al día siguiente se realizó la sexta inyección, utilizándose 6 bolsas de cemento.

Para asegurar el tensado se esperó más tiempo que las especificaciones técnicas permiten para iniciar el tensado y la carga de tensión para la prueba de calificación sería esta vez a 55 Tf (1.60 * qt). Después de 10 días de la última inyección se tensó el anclaje volviendo a fallar a la carga de 48 Tf.

Este hecho nos indica que el bulbo se encuentra en un tramo de roca donde las fracturas se encuentran rellenas de material fino (calcita) que no permiten la circulación de la lechada de cemento para formar el bulbo respectivo, o en su defecto el bulbo no tiene la longitud suficiente como para resistir la carga de tensado.

Las alternativas de solución que se planteó para este anclaje fueron tensarlo a una carga de $1.1 * qt$ 40 Tf, o instalar un anclaje más profundo, para formar un bulbo en la roca.

En la segunda alternativa de profundizar la zona del anclaje los trabajos adicionales que se presentarían son:

- Movilización, construcción de plataforma, instalación y desmovilización de equipos de perforación (Wagon Drill, Compresora y accesorios de perforación).
Extracción de los cables del anclaje a la rotura con la gata hidráulica.
- Perforación hasta encontrar roca, pasando por lo menos la longitud del bulbo (6.00 metros del tramo anclado), como mínimo en roca.
- Preparar el montaje del nuevo cable con la nueva longitud alcanzada en la perforación.
- Instalación del nuevo anclaje.
- Formación del nuevo bulbo con la nueva inyección de lechada de cemento.
- Tensado del nuevo anclaje.

Esta falla del anclaje T-84 nos es tan crítica por lo que se continuó el tensado con el resto de los anclajes sin presencia de falla, corrigiendo posteriormente este punto crítico con una re-inyección y tensado de $1.10 qt$ de 40 Tf, en la que no presentó falla a esta carga de trabajo.

IX.3 CRECIDAS DEL RIO CHICHAO.

Las zonas críticas se ubican en el talud inferior de la vía Huánuco – Tingo María, que forma el flanco derecho del río Chinchao, el cual tiene un régimen tormentoso y turbulento en época lluviosa (Enero-Marzo) que llega a caudales superiores a $Q > 100 \text{ m}^3/\text{seg.}$, alcanzando el tirante de agua de 2.00 a 3.00 metros aproximadamente con relación al nivel de la época de estiaje.

En la construcción de la pantalla anclada de la zona crítica 14, cuando se realizaban los trabajos de perforación la imprevista crecida del caudal del río Chinchao, inundó toda la zona de trabajo, arrastrando todos los andamios instalados para las perforaciones, inundando también los equipos mecánicos de perforación. (ver foto N°22 de la página 225).

Si las obras de construcción sufrieran un retraso de avance, se debe proteger el talud con un enrocado provisional aguas arriba del río, para evitar que el aumento de caudal cause daño en las obras en construcción, al equipo y en mayor consideración al personal de trabajo.

IX.4 DESPLAZAMIENTO DEL MURO EN ZC-09.

Al tensar el anclaje T-03 el muro se comenzó a desplazarse, primero con 20Tf se desplazo 2.5cm., se le aplicó 30Tf y el muro se movió nuevamente 2.5cm., y al aplicar mas o menos 35Tf seguía desplazándose 2.0 cm. más, por lo cual se des-claveteo y el muro regresó más o menos 2.5 cm. Este problema del desplazamiento de los muros causó perjuicio ya que no se pudo realizar tensado en forma correlativa de los anclajes, todas las plataformas efectuadas se ha tenido que deshacer y volver armar para tensar en anclajes alternados. Se programaron los trabajos de tal manera que el relleno estructural del muro compense con la fuerza de tensión de los cables y evitar desplazamientos exagerados.

CAPITULO X

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

X.1.A CAUSAS COMUNES DE FALLAS EN LOS ANCLAJES.

Sin duda, la experiencia que se tenga de obras similares, facilitará y ayudará enormemente en la construcción de este tipo de obras como son "Estabilización de Taludes con Placas Ancladas Aplicados a Carreteras", es aconsejable que los técnicos y operarios de perforación, inyección y tensados sean experimentados y calificados, pues cuando la distancia ó el tiempo nos limita de estar presente en el lugar de trabajo, son ellos, quienes nos pueden prevenir de posibles correcciones a realizar en los trabajos, garantizando confianza en el avance de la construcción de las placas ancladas, por ejemplo, una mala maniobra en los trabajos de perforación sin corregirse, puede resultar en una perforación con un mínimo de desviación en su alineación, que en su longitud total no perjudique mucho en los trabajos de perforación pero que en realidad si traería consecuencias en los trabajos de tensados porque se presentaría fricción entre los cables y las paredes de la perforación, resultando así en una pérdida de tensión en los cables cuando se realicen los trabajos de tensados.

A continuación enunciaremos las posibles causas de fallas en los anclajes:

- Incorrecta colocación del anclaje.
- Perforación sin limpieza.
- Inadecuada colocación de inyección.

- Inadecuada longitud de adhesión.
- Acero con superficie contaminado.
- Materiales de inyección inapropiadas.
- Desperfecto en la tubería de inyección durante su instalación.
- Incorrecto procedimiento de instalación.

X.1.B METRADOS FINALES EN TRABAJOS DE ANCLAJES CON RESPECTO A METRADOS PROYECTADOS.

De los trabajos de estabilización de taludes con placas ancladas en esta obra, se presenta el Cuadro N° 31 de la página 208, donde se resume los resultados en cuanto a trabajos de anclajes. De este cuadro resumen podemos observar que los trabajos en las pantallas ancladas terminó con un total de 8,237.50 metros lineales de cables tensados en 447 anclajes, mientras que la cantidad estimada en el estudio fue de 1,793.0 metros lineales en 170 anclajes.

La diferencia de la longitud total de cables tensados en todas las zonas críticas con respecto a las estimadas en el estudio dan como resultado 6,445.5 metros lineales de cables tensados adicionales al proyectado, las que explicaremos con el siguiente cuadro.

Descripción	Cantidades (ml)	Observaciones
Proyecto	1793.0	Cantidad del proyecto para todas la pantallas ancladas.
Zona Crítica 13B	1,380.0	No considerada en el proyecto.
Zona Crítica 13CII	1,440.0	No considerada en el proyecto.
Zona Crítica 09	700.0	Ampliación de la pantalla anclada.
Zona Crítica 13	800.0	Ampliación de la pantalla anclada.
Zona Crítica 14	1200.0	Ampliación de la pantalla anclada.
Zona Crítica 16	500.0	Ampliación de la pantalla anclada.
En todas ZC's	425.0	Por aumento del tramo anclado en todos los anclajes del proyecto (aprox. 2.50x170).
Total	8238.0	Cantidad final al termino de obra.

Resumiendo las cantidades de cables tensados ejecutadas en obra como sigue

Cable tensado proyectado	1,793.0 ml.	(Estimado en el estudio).
Nuevas zonas críticas	2,820.0 ml.	(ZC's 13B y 13CII).
Ampliación pantallas ancladas	3,200.0 ml.	(ZC's 09, 13, 14 y 16).
Aumento del tramo anclados	425.0 ml.	(En todos los anclajes proyectados).
Total ejecutado	8,238.0 ml.	(En toda la obra).

En el Cuadro N° 32 de la página 209, se presentan el resumen de las cantidades totales de cables tensados e inyecciones realizados por zonas críticas, en donde podemos también observar que el volumen de lechada de cemento inyectado por metro lineal de anclaje es mucho mayor que el estimado en el diseño, teniendo un volumen promedio real de 38×10^{-3} m³ de lechada inyectada por metro lineal de anclaje mientras que el proyectado en el estudio fue de 3.5×10^{-3} m³/ml.

El mayor consumo de lechada de cemento en los trabajos de inyección de las zonas críticas se debió a que estos se realizaron en un macizo rocoso de mala calidad, las que presentaban un RQD muy por debajo de los 70% proyectado en el estudio, teniendo en algunos casos RQD = 0% como son las ZC's 14 y 16, en los cuales se formó el bulbo de anclaje en depósitos coluviales realizándose post-inyecciones hasta 5ta fase y 4ta fase respectivamente para poder formar el bulbo de anclaje.

En las ZC's 10, 12, 13B, 13CI, 13CII y 15 el consumo de inyección del macizo es relativamente bajo a pesar de presentar RQD por debajo de los 70%, esto se debe a que las fracturas del macizo se encontraban rellenas con materiales finos constituidos por limos arcillosos, los que impedían la toma de inyección. En las que se realizaron post-inyecciones hasta la 2da. Fase en anclajes puntuales.

CUADRO N°31

DESCRIPCION	LONGITUD TENSADO (m)	TRAMO LIBRE (m)	TRAMO ANCLADO (m)	LONGITUD ANCLAJE (m)	CANTIDAD ANCLAJES	LONGITUDES PARCIALES	
						ANCLADO	TOTAL
zona critica N° 09					65.00	390.00	1,109.00
Nivel 01	1.00	11.00	6.00	18.00	26.00	156.00	468.00
Nivel 02	1.00	10.00	6.00	17.00	21.00	126.00	357.00
Nivel 03	1.00	9.00	6.00	16.00	14.00	84.00	224.00
Nivel 04	1.00	8.00	6.00	15.00	4.00	24.00	60.00
zona critica N° 10					17.00	102.00	237.00
Nivel 01	1.00	6.00	6.00	13.00	9.00	54.00	117.00
Nivel 02	1.00	8.00	6.00	15.00	8.00	48.00	120.00
zona critica N° 12					27.00	135.00	326.00
Nivel 01	1.00	8.00	5.00	14.00	8.00	40.00	112.00
	1.00	5.00	5.00	11.00	4.00	20.00	44.00
	1.00	7.00	5.00	13.00	1.00	5.00	13.00
	1.00	6.00	5.00	12.00	1.00	5.00	12.00
Nivel 02	1.00	7.00	5.00	13.00	5.00	25.00	65.00
	1.00	6.00	5.00	12.00	1.00	5.00	12.00
	1.00	4.00	5.00	10.00	2.00	10.00	20.00
	1.00	3.00	5.00	9.00	1.00	5.00	9.00
Nivel 03	1.00	5.00	5.00	11.00	1.00	5.00	11.00
	1.00	4.00	5.00	10.00	1.00	5.00	10.00
	1.00	3.00	5.00	9.00	2.00	10.00	18.00
zona critica N° 13B					69.00	552.00	1,380.00
Nivel 01	1.00	12.00	8.00	21.00	23.00	184.00	483.00
Nivel 02	1.00	11.00	8.00	20.00	23.00	184.00	460.00
Nivel 03	1.00	10.00	8.00	19.00	23.00	184.00	437.00
zona critica N° 13 C-I					40.00	240.00	1,024.00
Nivel 01	1.00	19.00	6.00	26.00	8.00	48.00	208.00
Nivel 02	1.00	19.00	6.00	26.00	8.00	48.00	208.00
Nivel 03	1.00	19.00	6.00	26.00	8.00	48.00	208.00
Nivel 04	1.00	18.00	6.00	25.00	8.00	48.00	200.00
Nivel 05	1.00	18.00	6.00	25.00	8.00	48.00	200.00
zona critica N° 13 C-II					60.00	360.00	1,440.00
Nivel 01	1.00	18.00	6.00	25.00	20.00	120.00	500.00
Nivel 02	1.00	17.00	6.00	24.00	20.00	120.00	480.00
Nivel 03	1.00	16.00	6.00	23.00	20.00	120.00	460.00
zona critica N° 14					105.00	560.00	1,557.50
Nivel 01	1.00	10.50	5.00	16.50	35.00	175.00	577.50
Nivel 02	1.00	8.50	5.00	14.50	35.00	175.00	507.50
Nivel 03	1.00	6.50	6.00	13.50	35.00	210.00	472.50
zona critica N° 15					25.00	150.00	378.00
Nivel 01	1.00	9.00	6.00	16.00	14.00	84.00	224.00
Nivel 02	1.00	7.00	6.00	14.00	11.00	66.00	154.00
zona critica N° 16					39.00	312.00	786.00
Nivel 01	1.00	13.00	8.00	22.00	14.00	112.00	308.00
Nivel 02	1.00	11.00	8.00	20.00	14.00	112.00	280.00
Nivel 03	1.00	9.00	8.00	18.00	11.00	88.00	198.00
CANTIDADES TOTALES					447.00	2,801.00	8,237.50

DESCRIPCION	ANCLAJES			INYECCIONES							RESULTADOS DE LOS SONDEOS DE INVESTIGACION REALIZADOS		
	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD	VOL.	M3/ML	M3/ML	ETAPAS DE INYECCION DEL BULBO					EN LA VERIFICACION DE DISEÑO	
	ANCLAJES	ANCLADO	CABLE	(M3)	REAL	ESTM.	1ra Fase	2da Fase	3ra Fase	4ta Fase	5ta Fase	DESCRIPCION DEL TERRENO	RQD%
ZONA CRITICA N°09	65.00	390.00	1,109.00	52.63	47	3.5	59	6				Marga poco alterada pero mul fracturada	20%
ZONA CRITICA N°10	17.00	102.00	237.00	8.90	38	3.5	9	8				Gneis foliado fuertemente fracturado	40%
ZONA CRITICA N°12	27.00	135.00	326.00	9.93	30	3.5	25	2				Gneis moderadamente fracturada	70%
ZONA CRITICA N°13B	69.00	552.00	1,380.00	48.14	35	3.5	43	20	6			Roca calcarea muy fracturados con rellenos limo arcillosa	50%
ZONA CRITICA N°13CI	40.00	240.00	1,024.00	19.56	19	3.5	28	10	2			Roca calcarea muy fracturados con rellenos limo arcillosa	50%
ZONA CRITICA N°13CII	60.00	360.00	1,440.00	30.98	22	3.5	39	15	6			Roca calcarea muy fracturados con rellenos limo arcillosa	50%
ZONA CRITICA N°14	105.00	560.00	1,557.50	86.03	55	3.5	79	11	5	2	8	Caliza fresca moderadamente fracturada	45%
ZONA CRITICA N°15	25.00	150.00	378.00	10.29	27	3.5	20	5				Caliza muy fracturada rellenas con material arcilloso	13%
ZONA CRITICA N°16	39.00	312.00	786.00	44.81	57	3.5	4	22	6	7		Deposito coluvial constituidos de bloques y bolones enormes	0%
TOTAL ZONAS CRITICAS	447.00	2,801.00	8,237.50	311.27	38	3.5							

X.1.C PRESUPUESTO EJECUTADOS EN LAS ZONAS CRITICAS ESTABILIZADOS CON PANTALLAS ANCLADAS.

En el siguiente cuadro mostramos el costo total alcanzado en la ejecución de las pantallas ancladas por cada zona crítica estabilizada, en la que indicamos el costo real por anclajes y el costo real por metro lineal de cable anclado y lo comparamos con lo proyectado en el estudio. Podemos ver como el costo por anclajes se incrementa en las ZC's 09,13B, 13CI, 13CII y 16 con respecto al proyectado, esto se debe a que en estas ZC's se incrementó la profundidad del anclaje debido a la mala calidad del macizo rocoso.

Ahora el costos real por metro lineal de anclaje en todos las ZC's es menor al proyectado debido al incremento de la profundidad de los anclajes.

DESCRIPCION	COSTO TOTAL	CANTIDAD ANCLAJES	LONGITUD TOTAL	LONGITUD PROMEDIO	COSTO POR ANCLAJES	COSTO POR ML DE CABLE
PROYECTO	1,363,656.44	170	1,793.00	11.00	8,021.51	760.54
ZC N° 09	739,928.10	65	1,109.00	17.00	11,383.51	667.20
ZC N° 10	158,074.06	17	237.00	14.00	9,298.47	666.98
ZC N° 12	240,068.36	27	326.00	12.00	8,891.42	736.41
ZC N° 13 B	708,439.08	69	1,380.00	20.00	10,267.23	513.36
ZC N° 13 CI	472,322.65	40	1,024.00	26.00	11,808.07	461.25
ZC N° 13 CII	693,628.28	60	1,440.00	24.00	11,560.47	481.69
ZC N° 14	1,022,837.68	105	1,557.50	15.00	9,741.31	656.72
ZC N° 15	207,775.46	25	378.00	15.00	8,311.02	549.67
ZC N° 16	549,431.17	39	786.00	20.00	14,087.98	699.02
TOTAL	4,792,504.83	447	8,237.50	18.00		

X.1.D IMPORTANCIA DE LA ETAPA DE ESTUDIOS EN PROYECTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES MEDIANTE PLACAS ANCLADAS.

De la experiencia de esta obra "Mejoramiento Rehabilitación de la Carretera Huánuco – Tingo María - Tramo II", es fundamental rescatar la importancia que tiene la etapa de estudios en la cual se define los parámetros geotécnicos de diseño, pues esta tiene influencia directa con el costo final de obra.

ANEXO - FOTOS



FOTO N° 01

Derrumbe en Km 492+100, donde se ve la acción destructiva de las aguas superficiales como un agente de erosión.



FOTO N° 02

Derrumbe en Km 92+720, deslizamiento superficial del terreno por influencia de las lluvias intensas.



FOTO N° 03

Derrumbe Km 493+640, donde se ve que la vegetación natural del talud evita que el derrumbe sea de mayor magnitud.



FOTO N° 04

Derrumbe Km 493+940, deslizamientos con arrastres de árboles.



FOTO N° 05
Derrumbe Km 494+320



FOTO N° 06
Derrumbe Km 492+840, falla debido a
desprendimientos de bloques del macizo rocoso.



FOTO N° 07

Efectos erosivos del río Chinchao por la corriente del río en Km. 495+165.
Vista de trabajos de calzadura.



FOTO N° 08

Zona Crítica N° 09, vista panorámica del estado crítico de la plataforma de
vía reduciendo el ancho del tránsito.



FOTO N° 09

Zona Crítica N° 09, vista panorámica, donde se aprecia los trabajos de movimientos de tierra



FOTO N° 10

Zona Crítica N° 09, excavación manual para la cimentación de la Pantalla Anclada.



FOTO N° 11
Zona Crítica N° 09, excavación manual para la cimentación de la Pantalla Anclada.



FOTO N° 12
Zona Crítica N° 14, excavación con equipo mecánico para la cimentación de la Pantalla Anclada.

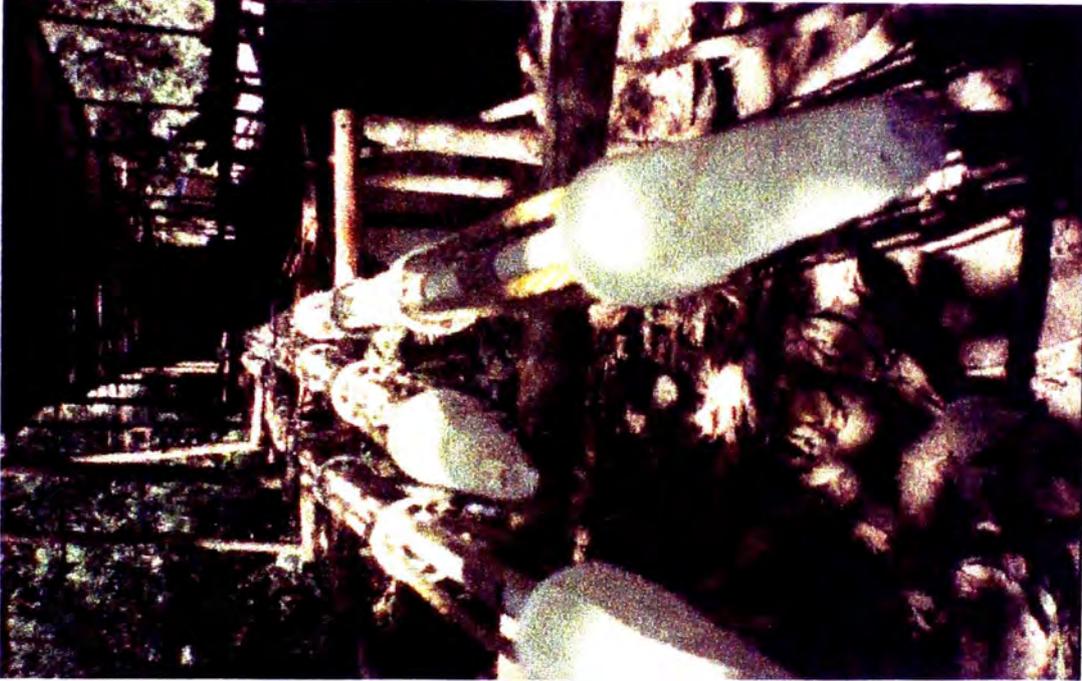


FOTO N° 13
Trabajos de montaje de los anclajes en ta eres protegidos.



FOTO ° 14
Vi ta de los anclajes ensamblados



FOTO N° 15
Vista panorámica del montaje terminado de los anclajes.



FOTO N° 16
Zona Crítica N° 09, trabajos de perforaciones para los anclajes.



FOTO N° 17

Zona Crítica N° 14, trabajos de partidas múltiples, encofrado, anclajes tensado, relleno estructural.



FOTO N° 18

Zona Crítica N° 14, trabajos de partidas múltiples, armadura de refuerzo, encofrados, instalación de anclajes y en el nivel inferior sellado del cabezal de anclaje

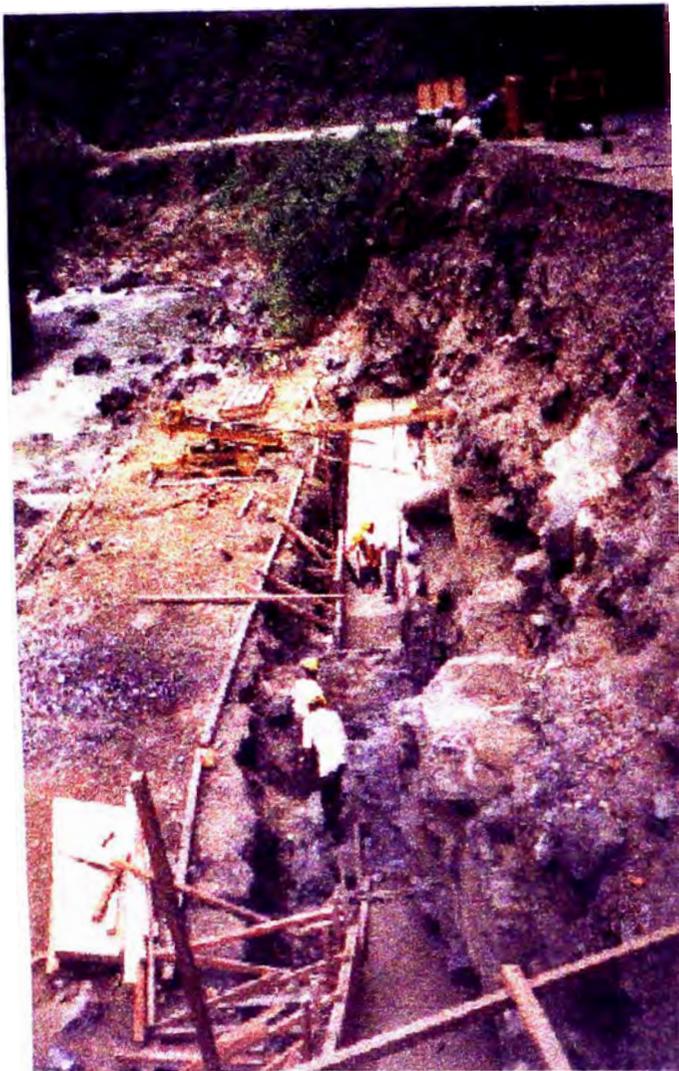


FOTO N° 20

Zona Crítica N° 14, falso cimientto de concreto ciclópeo, y trabajos de perforación.



FOTO N° 19

Zona Crítica 14, trabajos de habilitación y colocación de acero de refuerzo

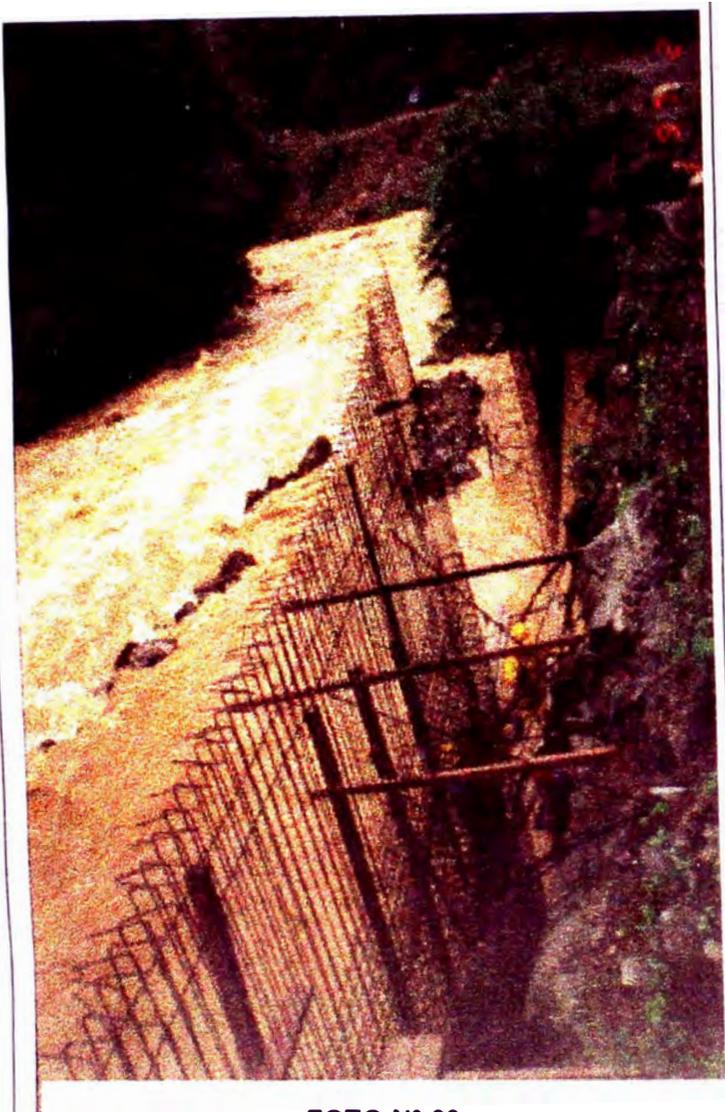


FOTO N° 22
Zona Crítica N° 14, inundación del río Chinchao en la zona de trabajos.



FOTO N° 21
Zona Crítica N° 14, levantamiento de Pantalla Anclada.



FOTO N° 23
Zona Crítica N° 16, trabajos de habilitación de acero de refuerzo y levantamiento de encofrados.

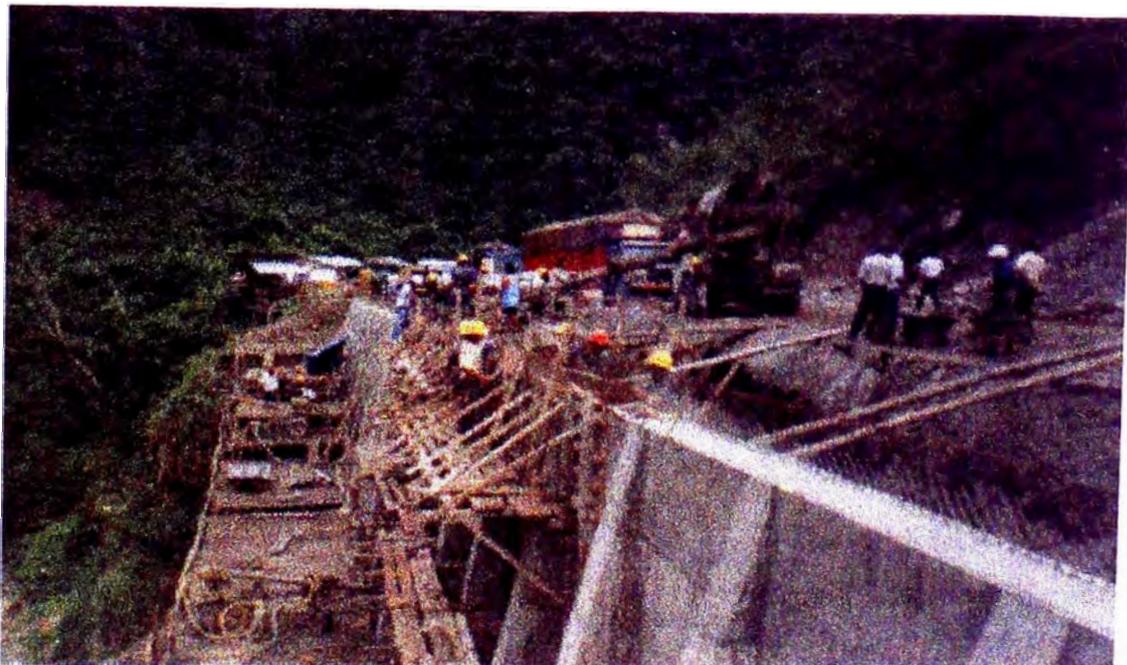


FOTO N° 24
Zona Crítica N° 16, vaciado de concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ del nivel superior.
En el fondo trabajos de perforación del nivel inferior.

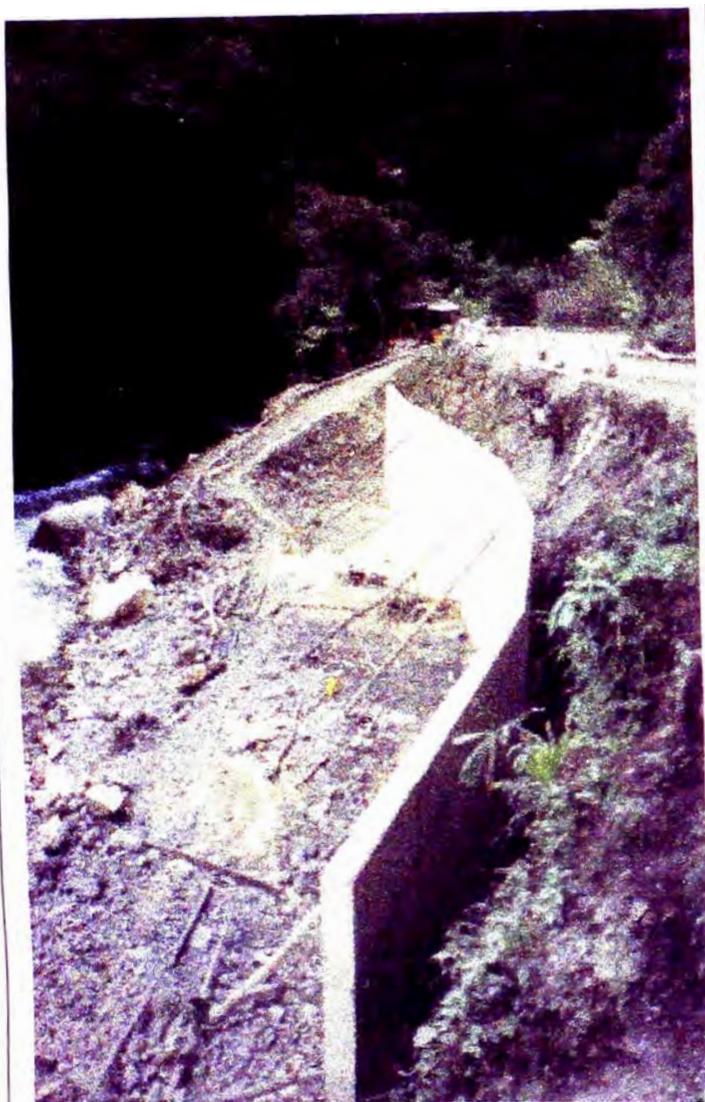


FOTO N° 26

Zona Crítica 13C, en esta zona crítica se levantó primero pantalla.

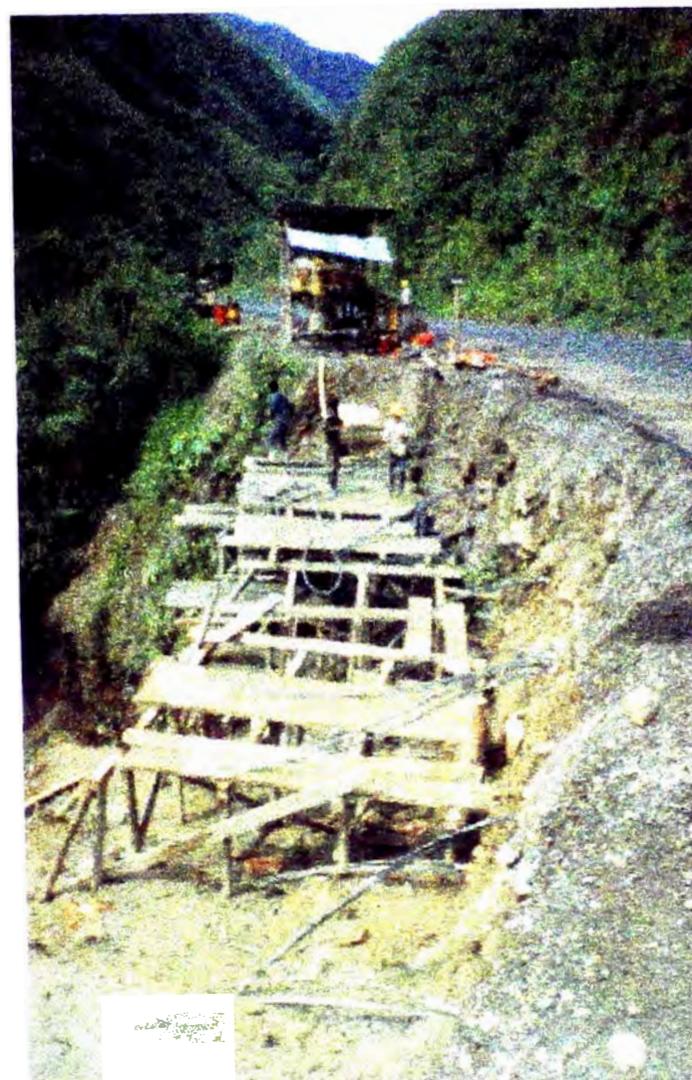


FOTO N° 25

Zona Crítica N° 10, trabajos de perforaciones e instalación de los anclajes.



FOTO N° 27

Zona Crítica N° 16 pantalla levantada con los cables del anclaje instalados en las perforaciones.



FOTO N° 28

Zona Crítica N° 09, trabajo de relleno donde se aprecia el tendido del geotextil con el relleno estructural y el material de filtro.



FOTO N° 29

Zona Crítica N° 09, relleno y compactación con equipo mecánico liviano, colocación del material de filtro y geotextil.



FOTO N° 30

Zona Crítica N° 09, relleno y compactación con equipo liviano protección del talud con tubo PVC $\phi=4"$

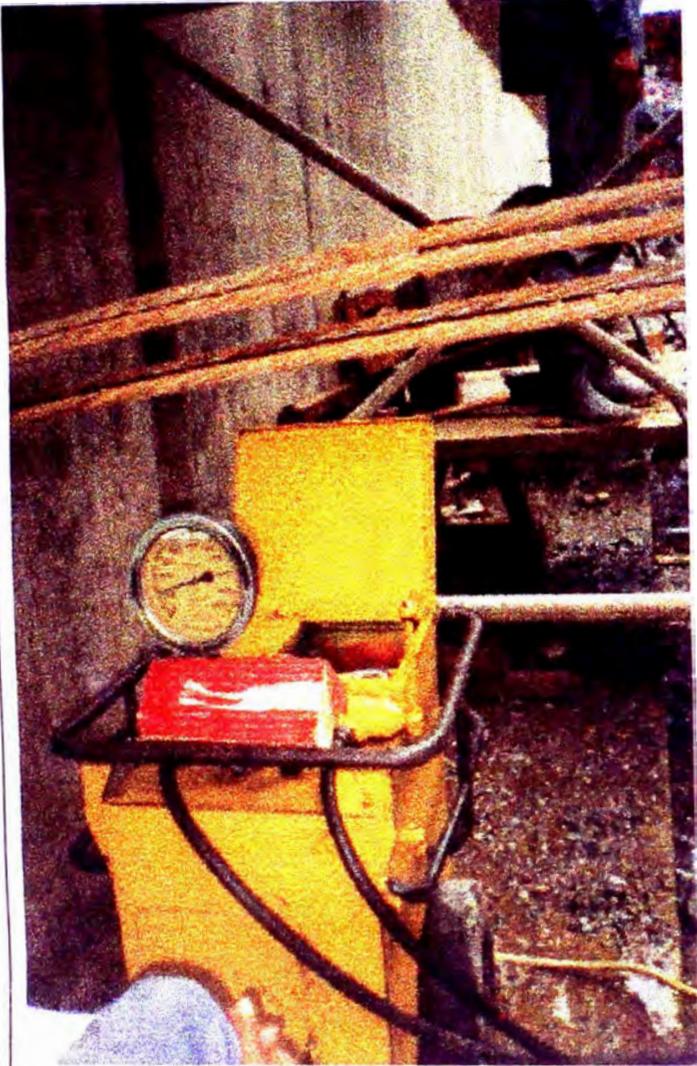


FOTO N° 32

Zona Crítica09, trabajos de ensayo de calificación de los anclajes.



FOTO N° 31

Zona Crítica N° 16, trabajos de inyección para formar el bulbo de anclaje.



FOTO N° 33
Zona Crítica N° 09, tensado del anclaje T-78.



FOTO N°
Zona Crítica N° 12 vis a de anclajes tensados.

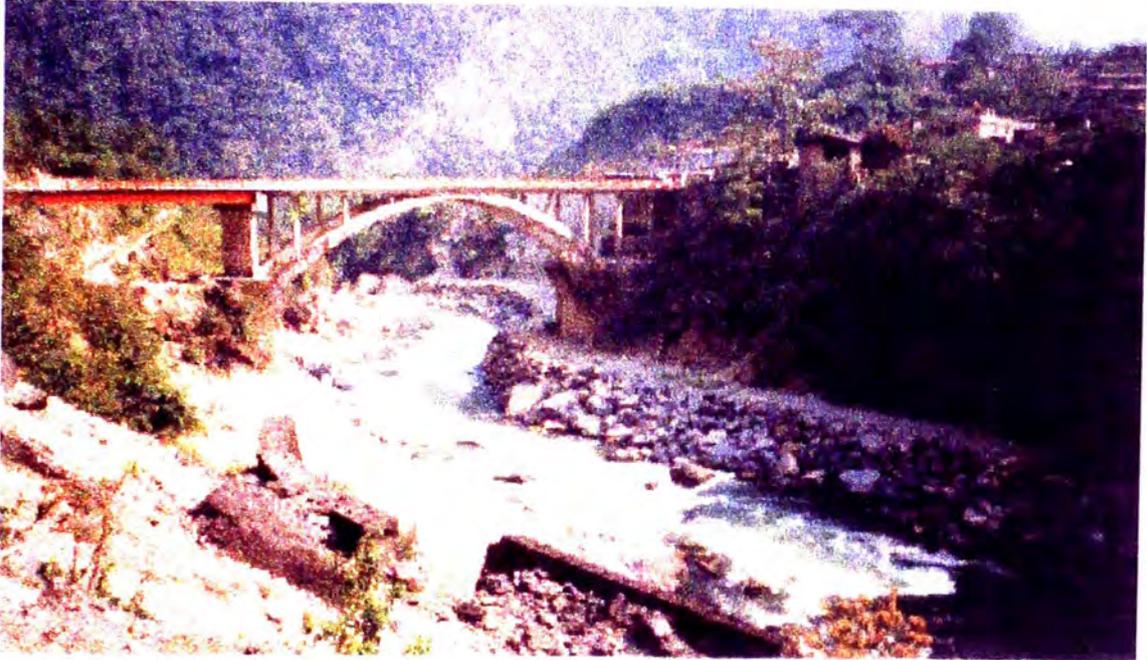


FOTO N° 35

Zona Crítica N° 16, trabajos de protección con enrocados en 100 metros aguas arriba y abajo del río Huallaga (Puente Cayumba).



FOTO N° 36

Zona crítica N° 13, trabajos de protección en el talud de derrame con revestimiento de piedra emboquillada.



FOTO N° 37

Zona Crítica N° 13, finalización del revestimiento de piedra emboquillada, nótese la necesidad de revestir el sector del borde de la vía con el nivel superior de la pantalla para evitar erosión del derrame.



FOTO N° 38

Zona Crítica N° 13, pantalla anclada y protección de piedra emboquillada concluida.



FOTO N° 39

Zona Crítica N° 14, pantalla anclada concluida, vista de obras de protección gaviones, drenaje con cuneta superior concluidas.



FOTO N° 40

Zona Crítica N° 15, vista de muro concluido donde se observan enormes bloques del muro de contención colapsado.



FOTO N° 41

Zona crítica N° 15, pantalla anclada terminada, vista del muro de contención desplazada y colapsada. En la parte inferior protección con enrocado.



FOTO N° 42

Zona Crítica N° 16, protección con enrocado del margen izquierdo del río Huallaga al pie de la Pantalla Anclada .

BIBLIOGRAFIA

- GEOTECNICA DEL INGENIERO. RECONOCIMIENTOS DE SUELOS.
Editores Técnicos Asociados S.A. Maignón, 26 - Barcelona - 12 - España 1975.
Henri Cambefort.
- INYECCION DE SUELOS.
Ediciones Omega - Casanova 220 - Barcelona 1968.
Henri Cambefort.
- GEOTECNIA Y CIMIENTOS III, SEGUNDA PARTE.
CIMENTACIONES, EXCAVACIONES Y APLICACIONES DE LA GEOTECNIA
Editorial Rueda - Madrid - 1980.
Coordinador y Director Edición José Antonio Jiménez Salas.
- ESTABILIZACION DE TALUDES CON METODOS DE INGENIERIA BIOLOGICA.
D. Zuffi, Marzo 1989.
Biblioteca de la Facultad de Forestaciones de la Universidad Nacional Agraria.
- A GUIDE TO THE USE OF ROCK REINFORCEMENT IN UNDERGROUND
EXCAVATIONS.
CIRIA REPORT.
- REPORT ANCHOR SYSTEMS.
DSI-DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL
Biblioteca de la Empresa S&Z Consultores Asociados.
- CONSTRUCCION DE ANCLAJES Y DRENES PROFUNDOS del Volumen de
Sub-Contrato de GEOTECNICA S.A. Para la Obra Rehabilitación de la Carretera
Huánuco - Tingo María Tramo II - Agosto 1996.
- PROPUESTA TECNICA PARA LA CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA.
EJECUCION DE LOS ANCLAJES PARA LA ESTABILIZACION DE TALUDES,
GEOTECNICA PERUANA SLR. + GYM S.A. + COSAPI S.A.

ANEXO 01

CERTIFICADOS DE ACEROS ALTO CARBONO S.A. de C.V.

QUERETARO - MEXICO.

FEBRUARY 25 TH, 1993

 QUALITY CERTIFICATE.
 =====

CUSTOMER : CABLESA I N C.
 MATERIAL : STRESS RELEIVED STRAND
 GRADE : 270 K (LOW RELAXATION).
 SPECIFICATION : ASTM - A - 416 - 85
 SIZE : 1/2" (12.7 mm)
 LOT : R-2 055-060

 CHEMICAL ANALYSIS.
 =====

C : 34394
 CARBONO : 0.820 %
 MANGANESE : 0.750 %
 SILICON : 0.240 %
 PHOSPHORUS : 0.004 %
 SULFUR : 0.006 %

 MECHANICAL PROPERTIES.
 =====

MINIMAL DIAMETER OF THE WIRES : OUTER WIRES .167 INCH INNER WIRE .173 INCH.

COIL No.	SIZE in.	STRENGTH (LBF) YIELD(1%D)	BREAKING*	ELONGATION: % (24")	AREA SQ. in.:	MODULUS OF ELASTICITY KSI (X 10 ⁶)
57-B	0.505	38,200	42,100	4.4	0.1542	28.9
58-A	0.500	38,300	42,200	4.6	0.1540	28.9
58-B	0.502	38,500	42,400	4.4	0.1540	29.0
58-C	0.501	38,600	42,500	4.8	0.1540	29.2
58-D	0.500	38,700	42,400	4.8	0.1540	29.2
59-A	0.503	38,400	42,700	4.6	0.1541	29.0
B	0.503	38,500	42,600	4.8	0.1541	29.2

WE CERTIFY THAT RELAXATION OF THE ABOVE MENTIONED STRAND. AFTER 1000 HOURS AT 68+/-3.5° (20+/-2 °C) IS NOT MORE THAN 2.5 % WHEN INITIALLY LOAD TO 2.5 % OF THE SPECIFIED MINIMUM BREAKING STRENGTH.

AVERAGE WEIGHT PER 1000 ft = 520.0 lb
 * NOT BROKE (JAWS PROTECTION).

G A R D S.

 RAMON ZEPEDA LUNA
 FILE.

P.O. POSTAL 653

TELS. 16-31-79 16-31-20 Y 16-31-21

C. P. 76130 CUERETARO, QRO., MEXICO

FAX 16-36-11

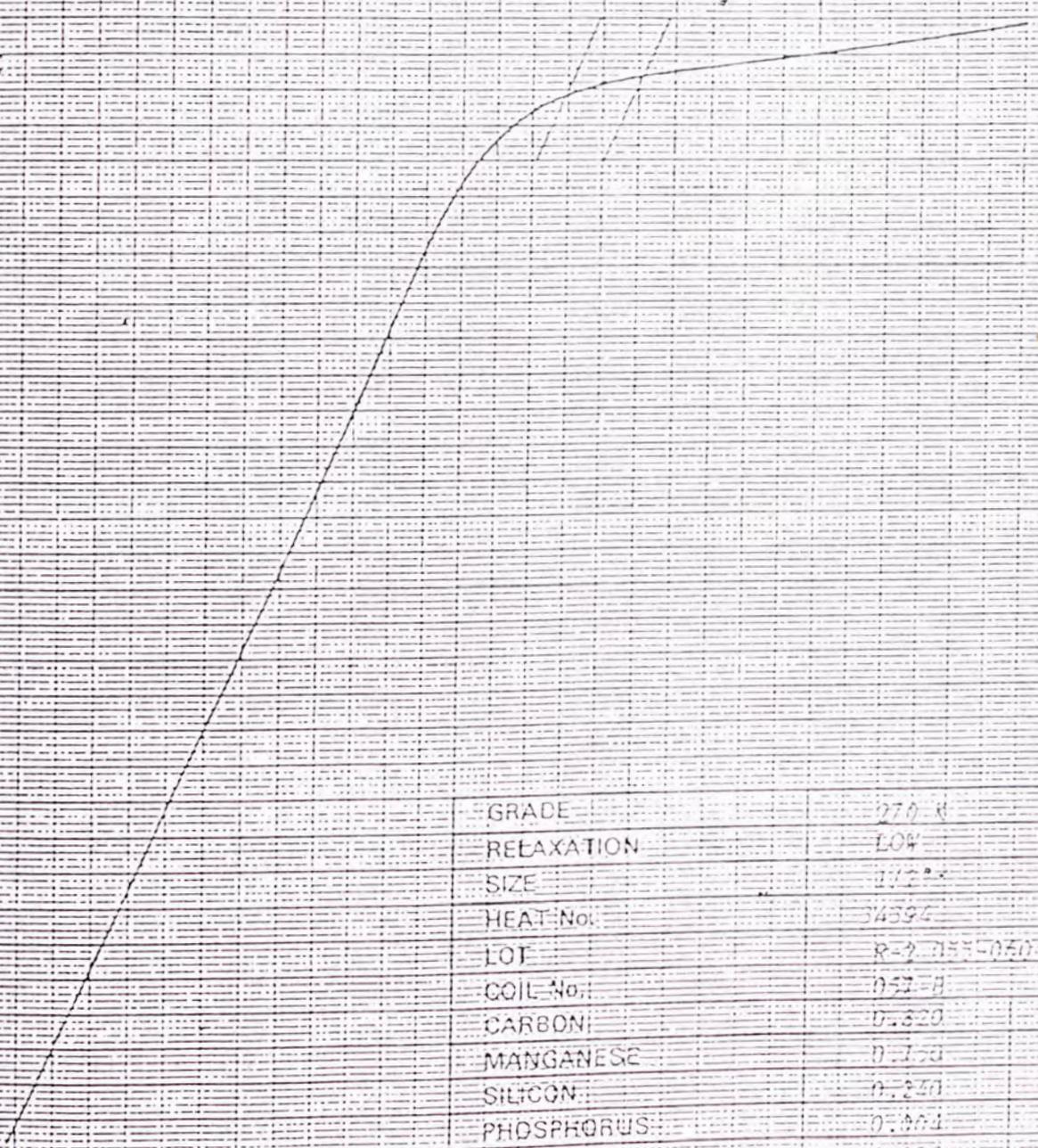
ACEROS CARBONO S.A. DE C.V.

LOAD-ELONGATION GRAPH
STRESS RELEASED STRAND

HOSTALCOCHUKA, PUEBLA, MEXICO
 CARRILLO MILITAR, K.M. 0.256
 AROJUNO, MEXICO

A

0.12
0.15



GRADE	270 K	
RELAXATION	LOW	
SIZE	1/2"	
HEAT No.	34394	
LOT	R-2 055-050	
COIL No.	057 B	
CARBON	0.320	%
MANGANESE	0.150	%
SILICON	0.240	%
PHOSPHORUS	0.004	%
SULFUR	0.006	%
YIELD STRENGTH (1% S)	38,200	Lb
BREAKING STRENGTH	42,700	Lb
ELONGATION (2")	4.3	%
AREA	0.1542	SQ. IN.
MODULUS ELASTICITY	29,770,000	P.S.I.

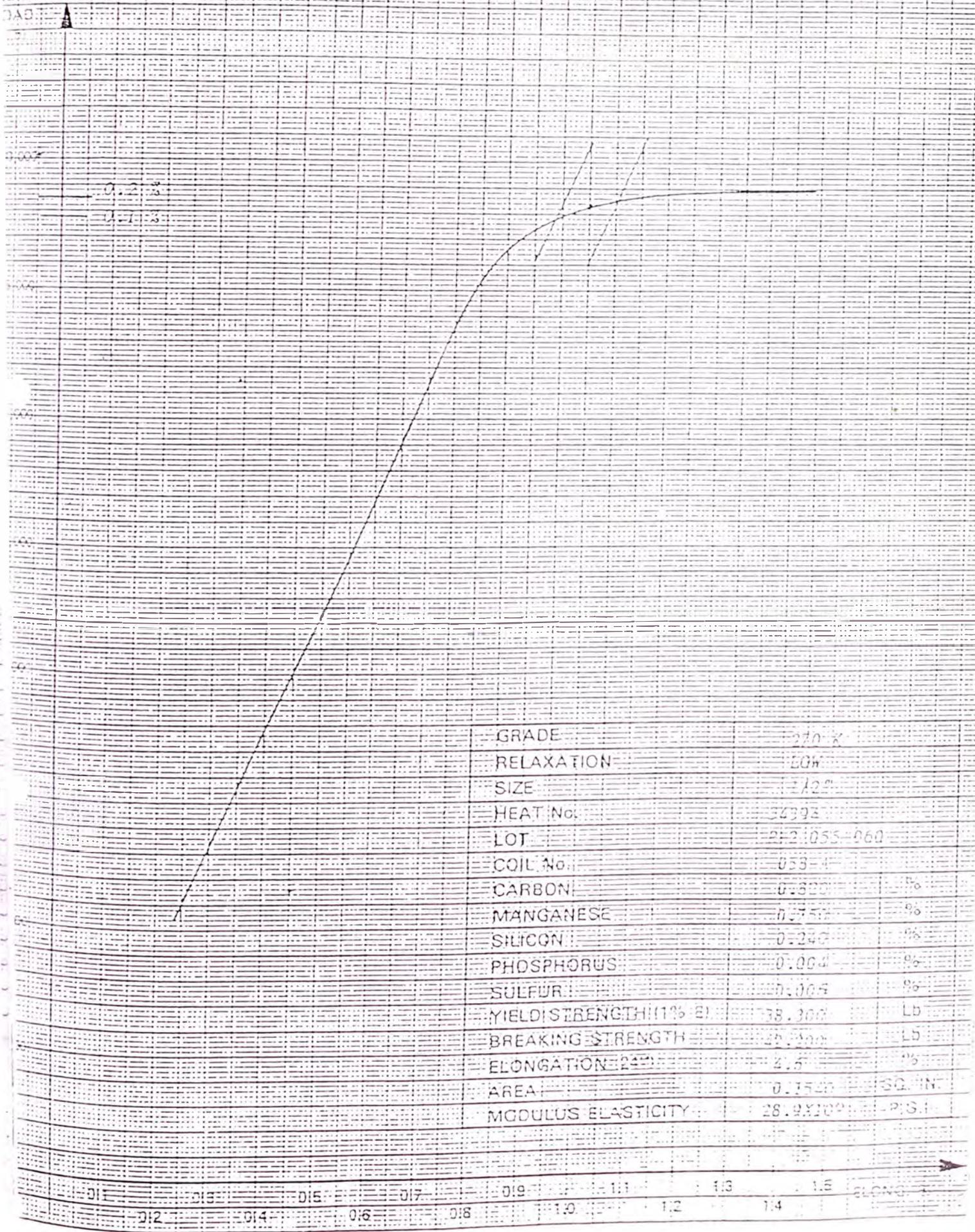
0.1 0.12 0.13 0.14 0.15 0.16 0.17 0.18 0.19 0.20 0.21 0.22 0.23 0.24 0.25 0.26 0.27 0.28 0.29 0.30 0.31 0.32 0.33 0.34 0.35 0.36 0.37 0.38 0.39 0.40 0.41 0.42 0.43 0.44 0.45 0.46 0.47 0.48 0.49 0.50 0.51 0.52 0.53 0.54 0.55 0.56 0.57 0.58 0.59 0.60 0.61 0.62 0.63 0.64 0.65 0.66 0.67 0.68 0.69 0.70 0.71 0.72 0.73 0.74 0.75 0.76 0.77 0.78 0.79 0.80 0.81 0.82 0.83 0.84 0.85 0.86 0.87 0.88 0.89 0.90 0.91 0.92 0.93 0.94 0.95 0.96 0.97 0.98 0.99 1.00

ACEROS CARBONO S.A. DE C.V.

240

LOAD-ELONGATION GRAPH
STRESS-RELEASED STRAND

POSTAL BOX 1631-1632
CAMPO MILITAR KM. 0.256
TARCO, CRO. MEX. 16-31-79 16-73-73



GRADE	270 K	
RELAXATION	50%	
SIZE	1/2"	
HEAT No.	34393	
LOT	2121055-060	
COIL No.	058-4	
CARBON	0.320	%
MANGANESE	0.350	%
SILICON	0.240	%
PHOSPHORUS	0.004	%
SULFUR	0.005	%
YIELD STRENGTH (1% E)	38,300	LB
BREAKING STRENGTH	50,300	LB
ELONGATION (24")	2.5	%
AREA	0.1520	SQ. IN.
MODULUS ELASTICITY	28.9x10 ⁴	P.S.I.

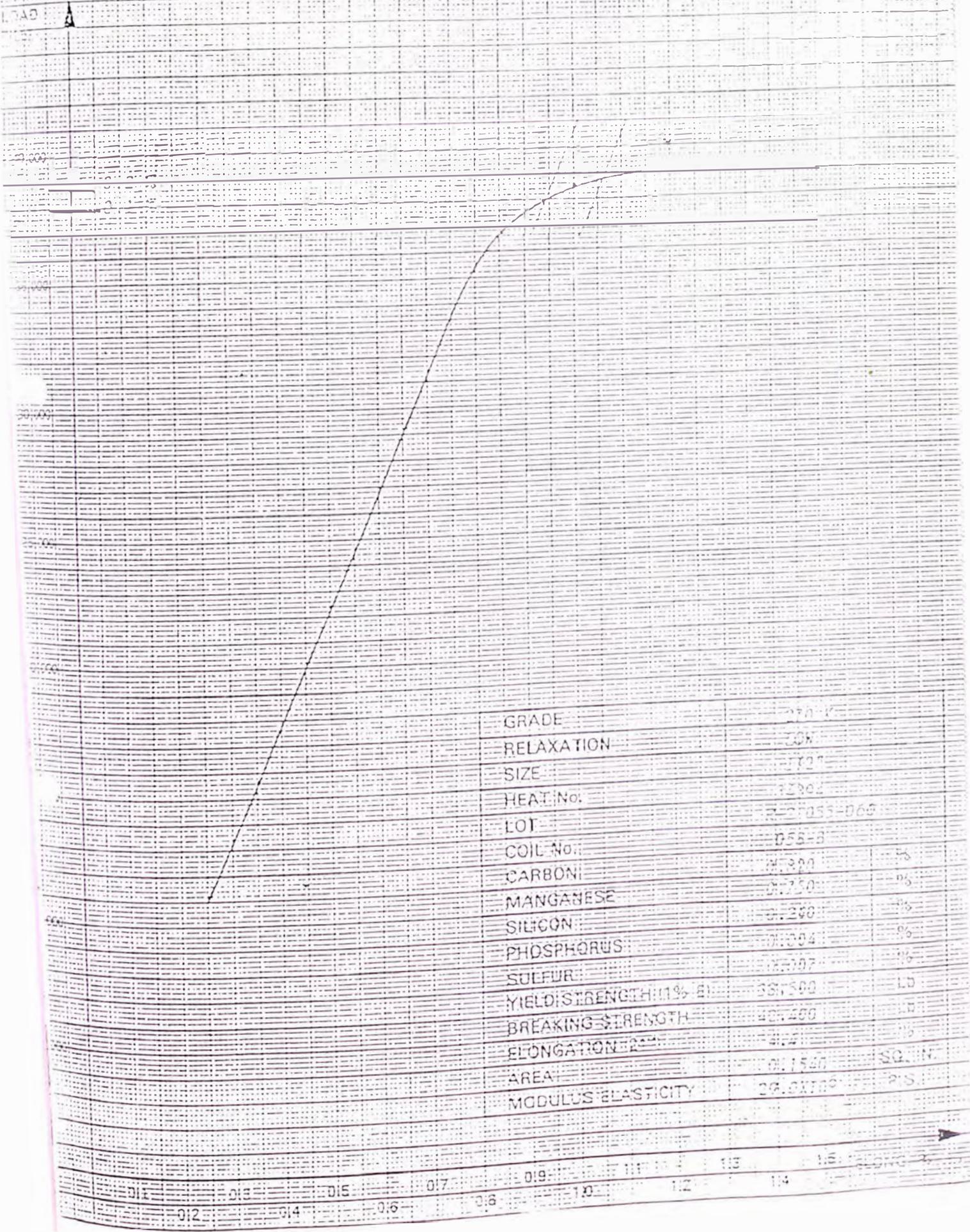
0.12 0.13 0.14 0.15 0.16 0.17 0.18 0.19 1.0 1.2 1.3 1.4 ELONGATION

241

ACERO CARBONO S.A. DE C.V.

LOAD-ELONGATION GRAPH STRESS RELEASED STRAND

IND. POSTAL BOX 1636-1441 16 31 20 16 22 30
CAMPO MILITAR KM. 0.256 16 31 21 16 26 74
ETARO, CPO. MEX. 16 31 19 16 73 23



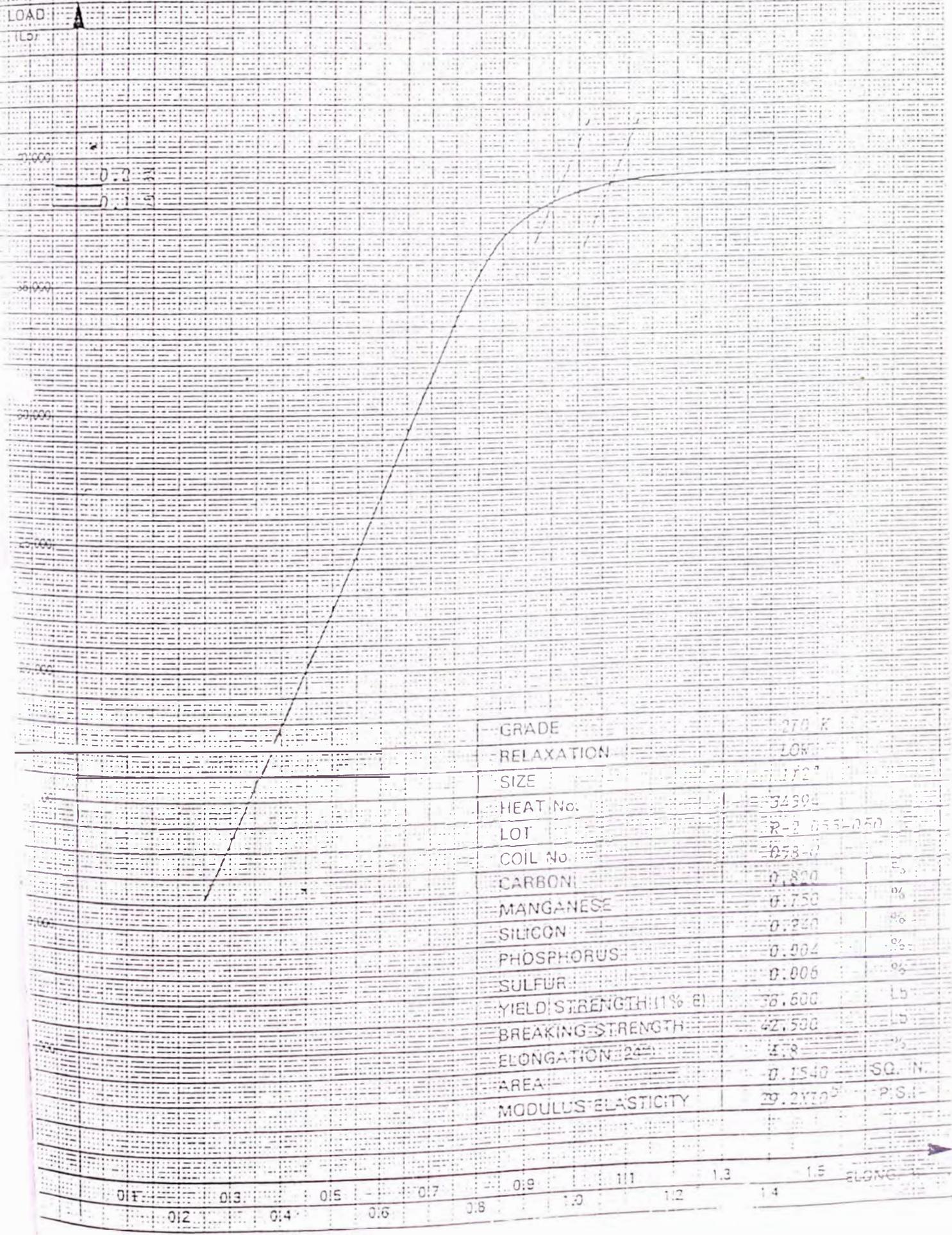
GRADE	A70-K	
RELAXATION	10%	
SIZE	1/2"	
HEAT No.	12302	
LOT	2-01055-060	
COIL No.	058-B	
CARBON	0.300	%
MANGANESE	0.750	%
SILICON	0.200	%
PHOSPHORUS	0.004	%
SULFUR	0.007	%
YIELD STRENGTH (1% EL)	387,500	LB
BREAKING STRENGTH	407,500	LB
ELONGATION (2")	4.5	%
AREA	0.1540	SQ. IN.
MODULUS ELASTICITY	29,000,000	P.S.I.

0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1 1.2 1.3 1.4 ELONGATION

ITO
CARBONO S.A. DE CV.

LOAD-ELONGATION GRAPH
STRESS RECEIVED STRAND

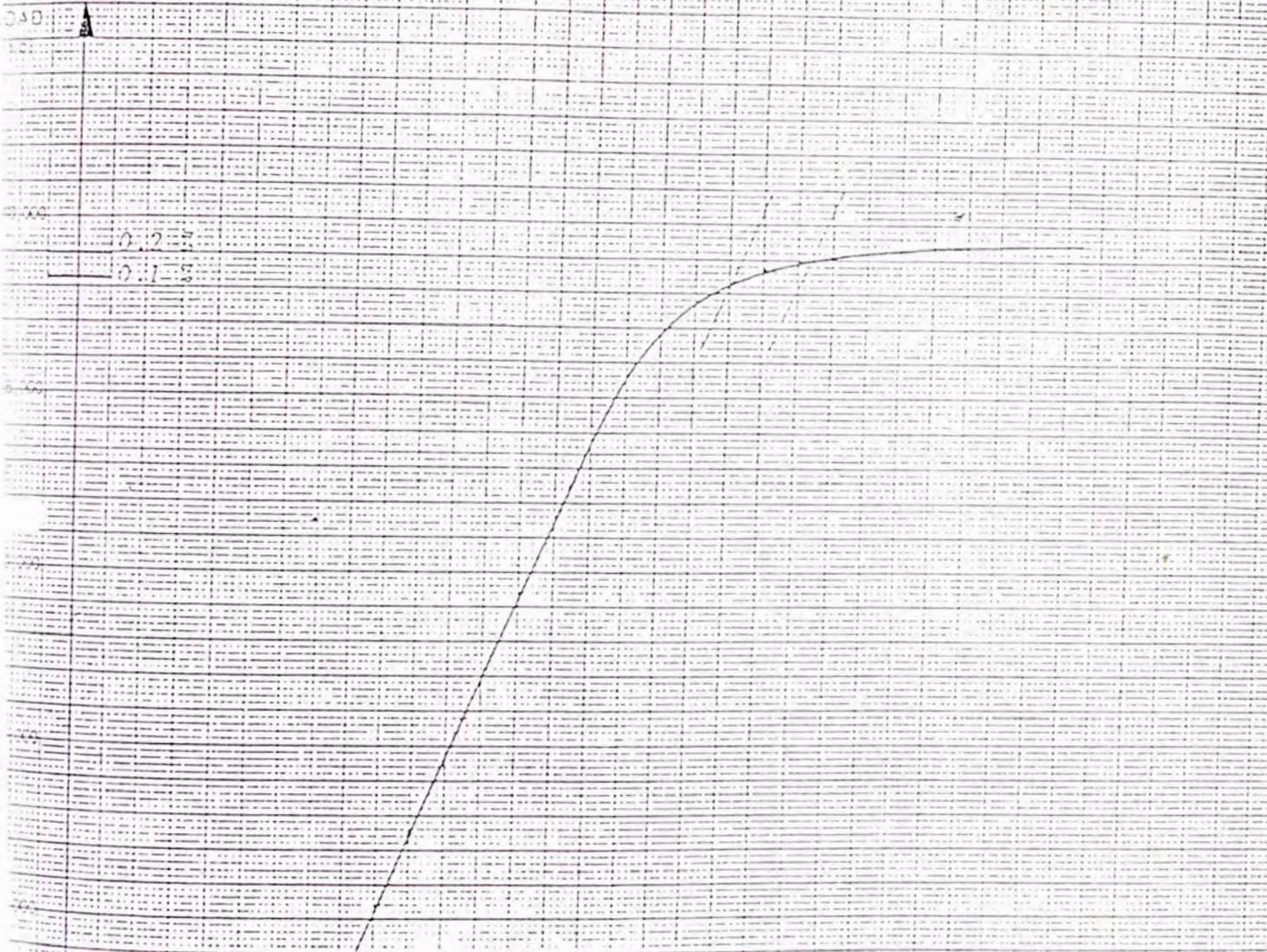
ADD. POSTAL BOX 1631-1471 16-31-79 16 22 57
CAMPO MILITAR K.M. 0.256 16-31-21 16 36 74
REPARO, IDRO. MEX. 16-31-79 16 73 23



GRADE	270 K	
RELAXATION	10%	
SIZE	1/2"	
HEAT No.	34394	
LOT	R-2 055-050	
COIL No.	058-0	
CARBON	0.800	%
MANGANESE	0.750	%
SILICON	0.240	%
PHOSPHORUS	0.004	%
SULFUR	0.005	%
YIELD STRENGTH (1% EL)	78,600	LB
BREAKING STRENGTH	42,500	LB
ELONGATION (24")	4.78	%
AREA	0.1540	SQ. IN.
MODULUS ELASTICITY	29.2×10^6	P.S.I.

0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 ELONG. IN.

BOHIO INDUSTRIAL 663 TEL: 16-31-20 16-22-30
 CALIPD. MILITAR K.M. 0.256 16-31-21 16-26-74
 TARRA, CRO. MEX. 16-31-73 16-73-23



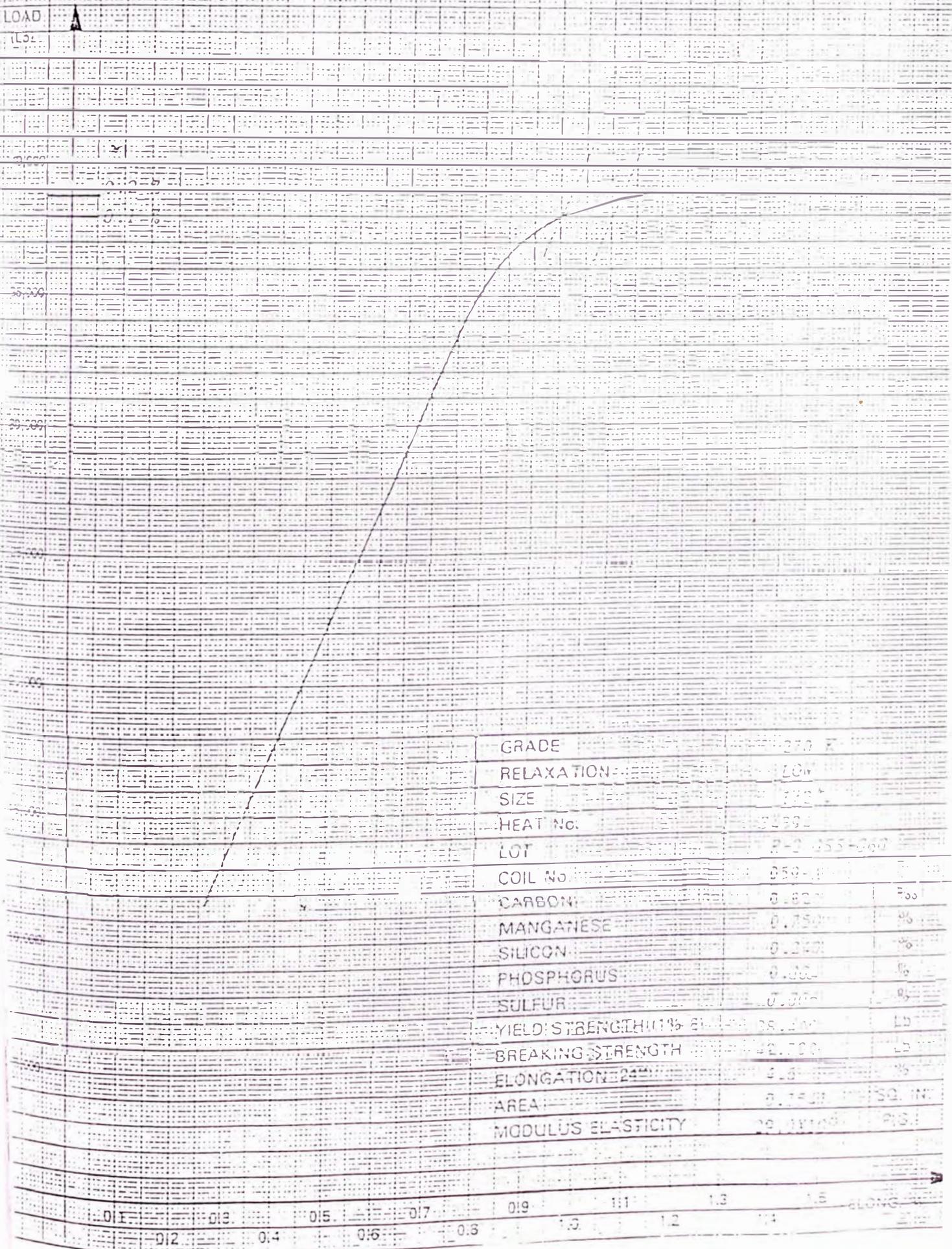
GRADE	270 K
RELAXATION	100%
SIZE	17.2"
HEAT No:	34394
LOT	242 055-060
COIL No.	058-0
CARBON	0.320 %
MANGANESE	0.250 %
SILICON	0.240 %
PHOSPHORUS	0.004 %
SULFUR	0.008 %
YIELD STRENGTH (1% S)	38,300 LB
BREAKING STRENGTH	42,400 LB
ELONGATION (2%)	4.8 %
AREA	0.1507 SQ. IN
MODULUS ELASTICITY	30,000,000 P.S.I

0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5

ACER CARBONO S.A. DE CV.

LOAD-ELONGATION GRAPH STRESSES RECEIVED STRAND

INDUSTRIAL 663 TELLS 142 16-31-20 16-22-30
 CAMPO MILITAR KM. 0.256 16-31-21 16-36-74
 TETARO, ORQ. MEX. 16-31-79 16-73-23

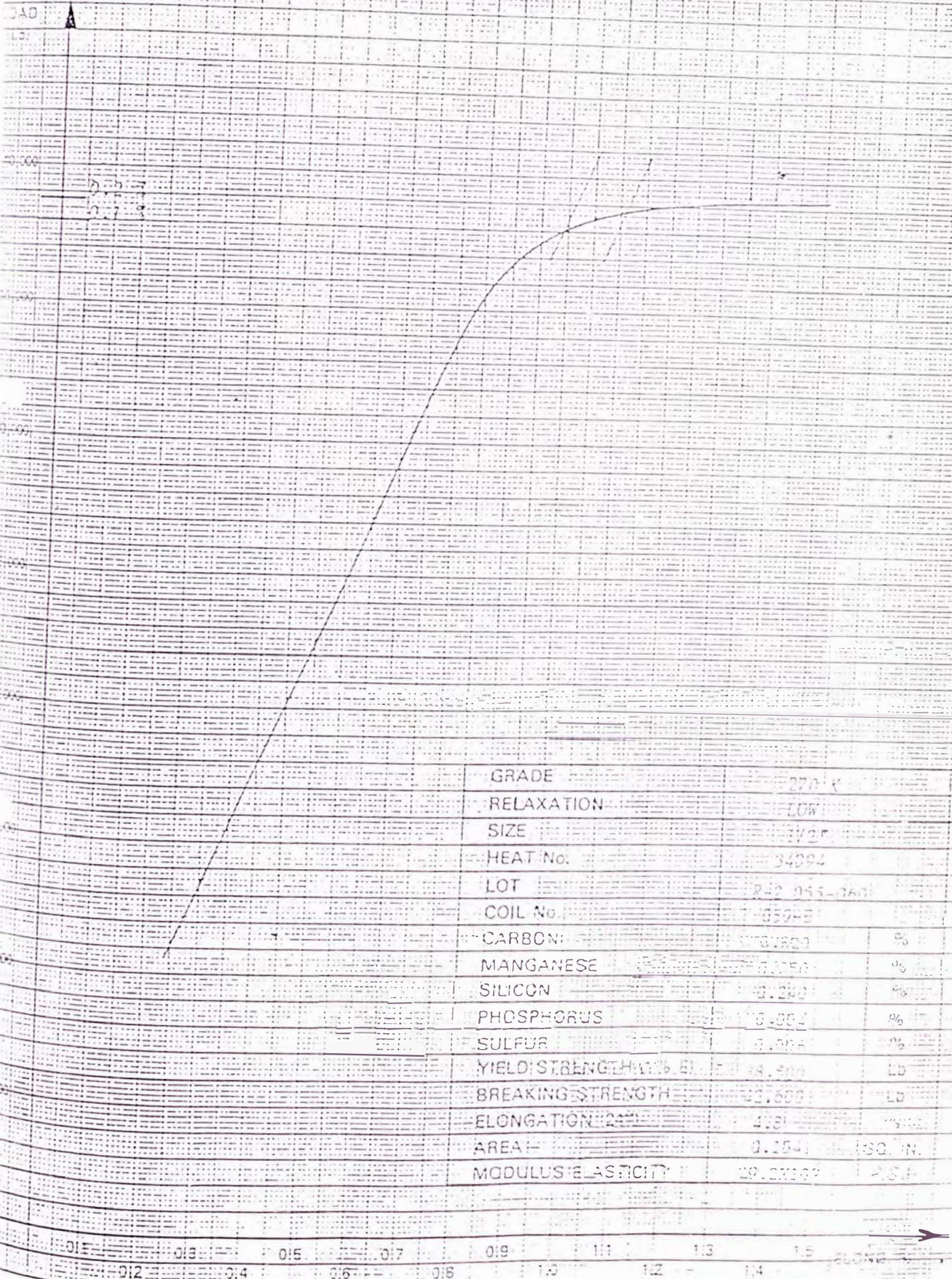


GRADE	ACER 270
RELAXATION	LOW
SIZE	7/8"
HEAT No.	30995
LOT	R-2 253-000
COIL No.	059-0
CARBON	0.82%
MANGANESE	0.75%
SILICON	0.24%
PHOSPHORUS	0.00%
SULFUR	0.00%
YIELD STRENGTH (1%)	28,200 LB
BREAKING STRENGTH	32,700 LB
ELONGATION (24")	4.8%
AREA	0.75 SQ. IN.
MODULUS ELASTICITY	29,000,000 P.S.I.

0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 ELONG

EDIFICIO INDUSTRIAL 663
 CAMPO MILITAR KM. 0.256
 TETARO, ORG. MEX.

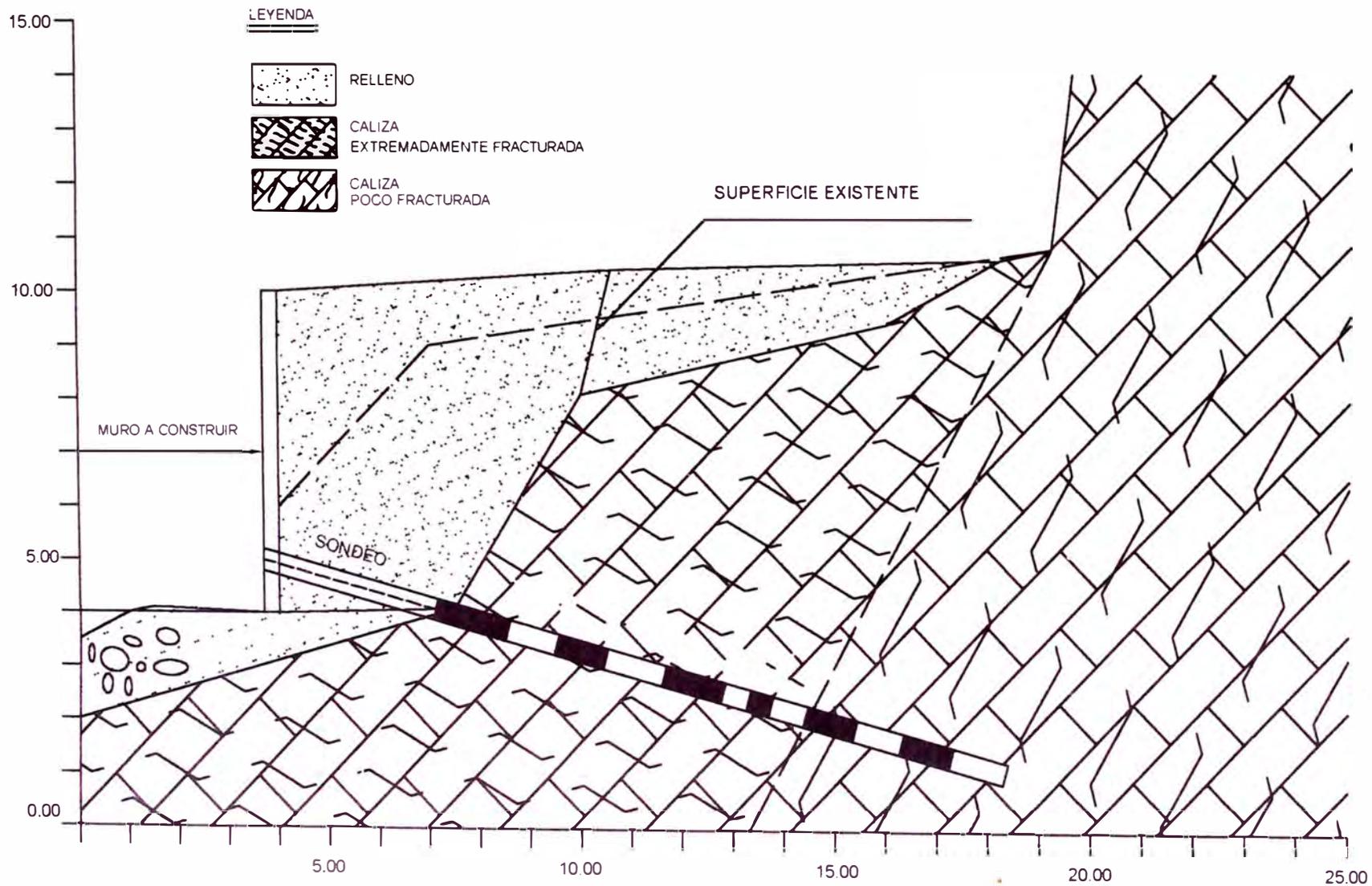
LOAD-ELONGATION GRAPH
 STRESS RELEASED STRAND



GRADE	270 K	
RELAXATION	LOW	
SIZE	7/25	
HEAT No.	34094	
LOT	242 055-060	
COIL No.	059-8	
CARBON	0.060	%
MANGANESE	0.050	%
SILICON	0.240	%
PHOSPHORUS	0.002	%
SULFUR	0.004	%
YIELD STRENGTH (1/2 EL)	34,500	LB
BREAKING STRENGTH	43,600	LB
ELONGATION (242)	4.81	%
AREA	0.1541	1/4 IN.
MODULUS ELASTICITY	29,200,000	P.S.I.

ANEXO 02
MODELOS GEOMECANICOS DE LA ZONA CRITICA N° 14 - PANEL E
PARA EL DISEÑO ILUSTRATIVO DEL INFORME DE INGENIERIA.

CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA - TRAMO II
PERFIL GEOLOGICO - ZONA CRITICA N° 14 - PANEL E

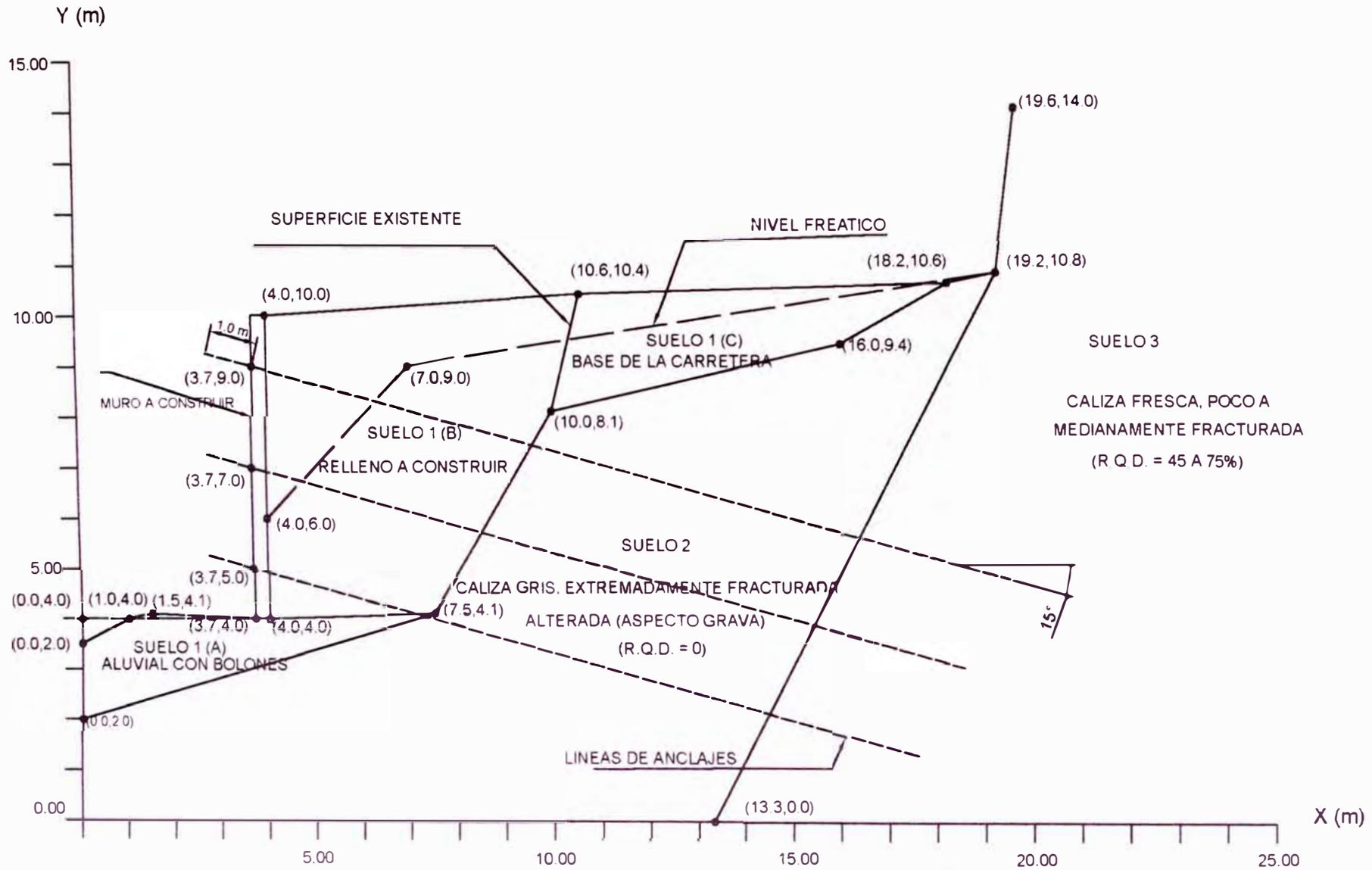


LAMINA 09

CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA - TRAMO II

MODELO GEOMECANICO ADOPTADO

ZONA CRITICA N° 14 - PANEL E

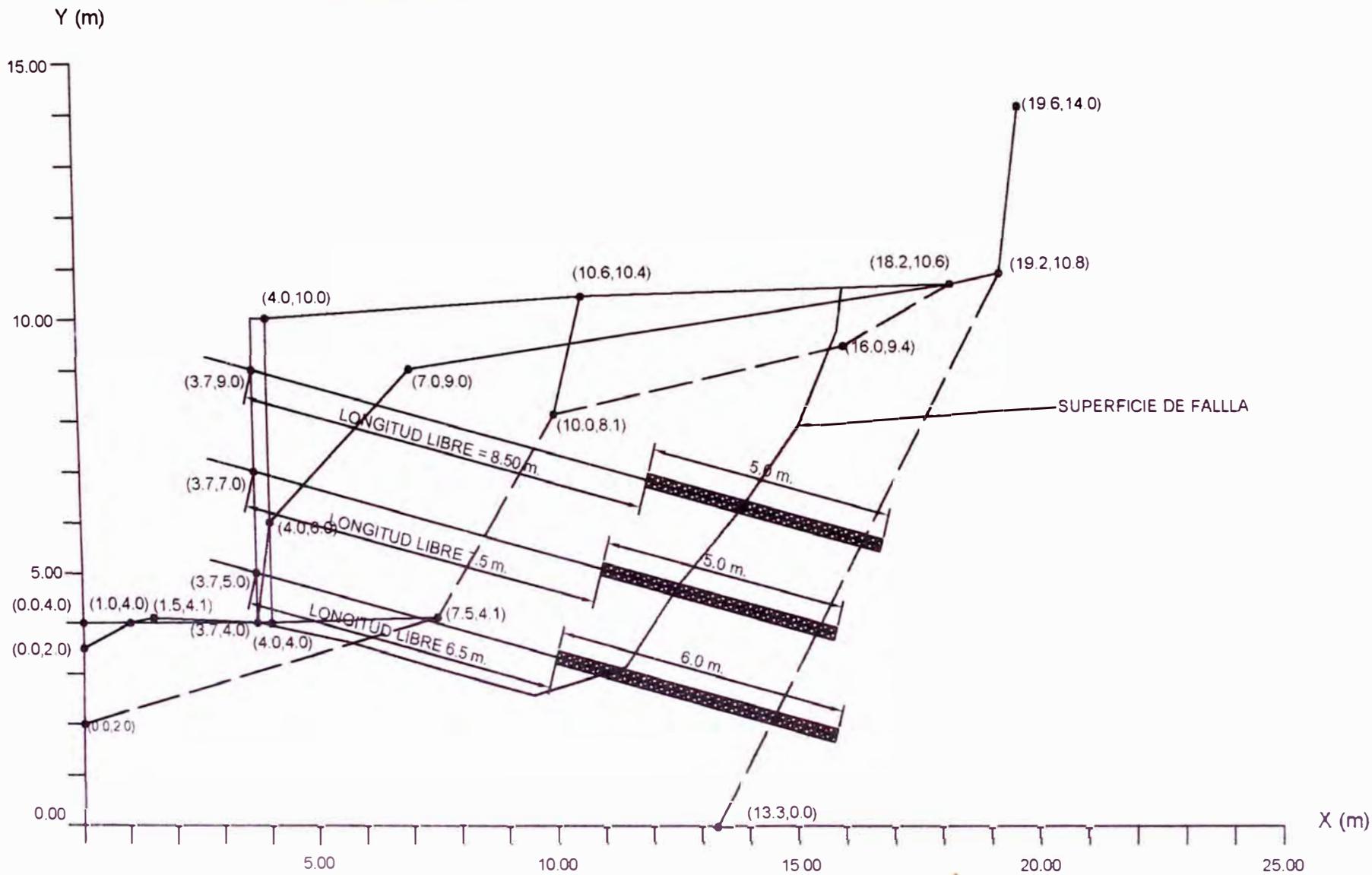


ESCALA 1/125

LAMINA 10

249

CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA - TRAMO II
POSICION DE DISEÑO N 01
ZONA CRITICA N° 14 - PANEL E

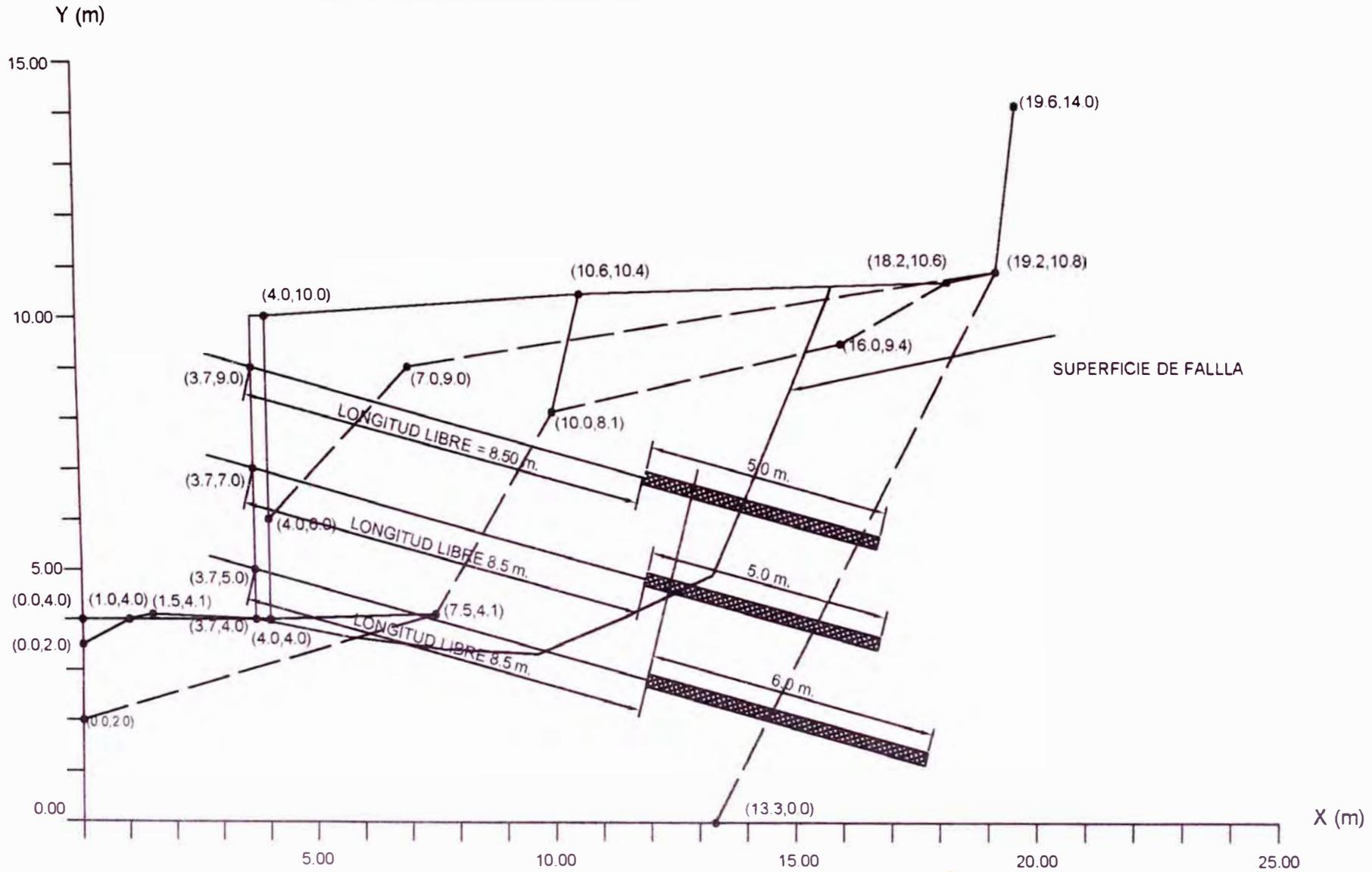


ESCALA 1/125

LAMINA 11

230

CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA - TRAMO II
POSICION DE DISEÑO N 02
ZONA CRITICA N° 14 - PANEL E

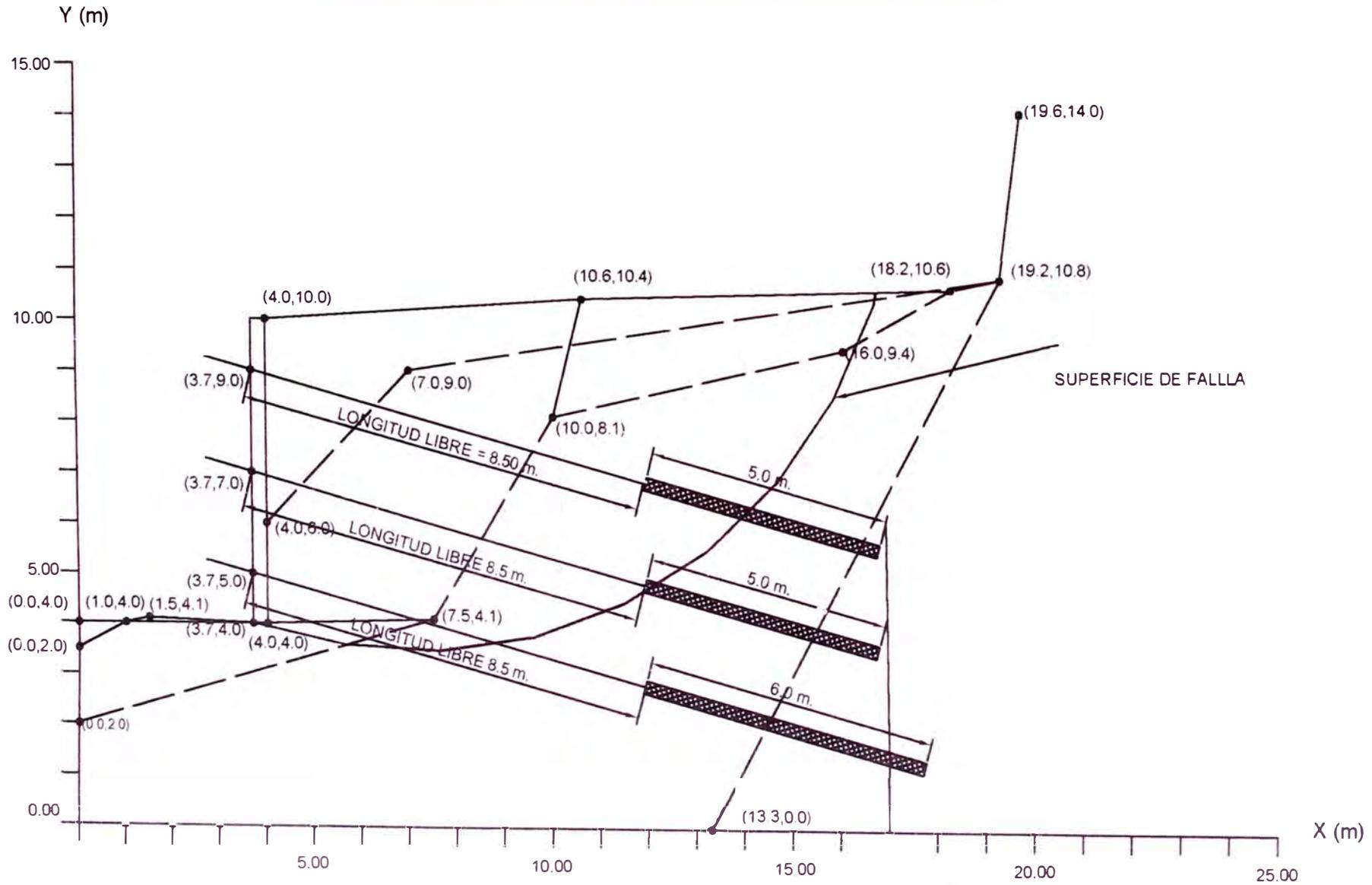


ESCALA 1/125

LAMINA 12

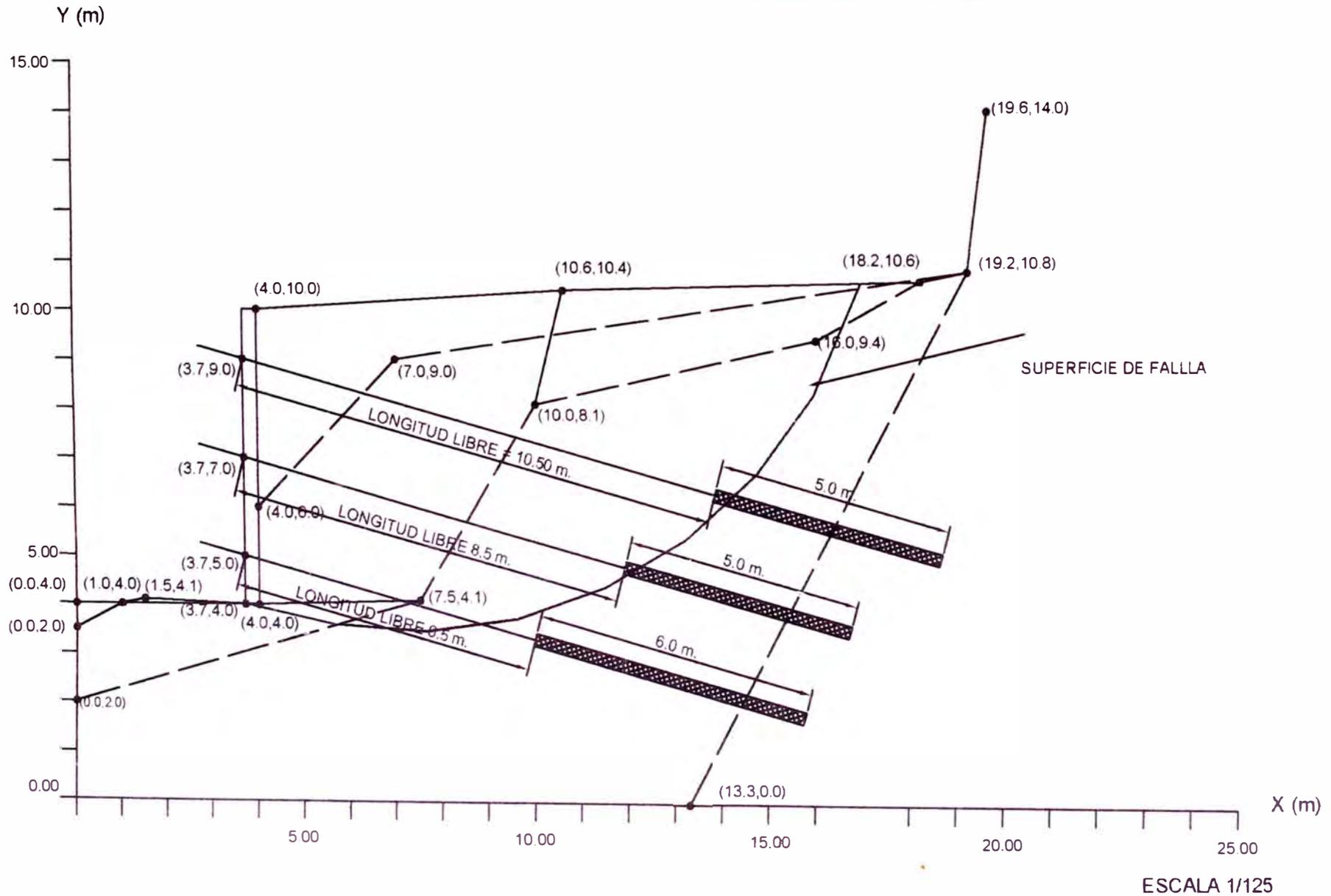
251

CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA - TRAMO II
 POSICION DE DISEÑO N 03
 ZONA CRITICA N° 14 - PANEL E



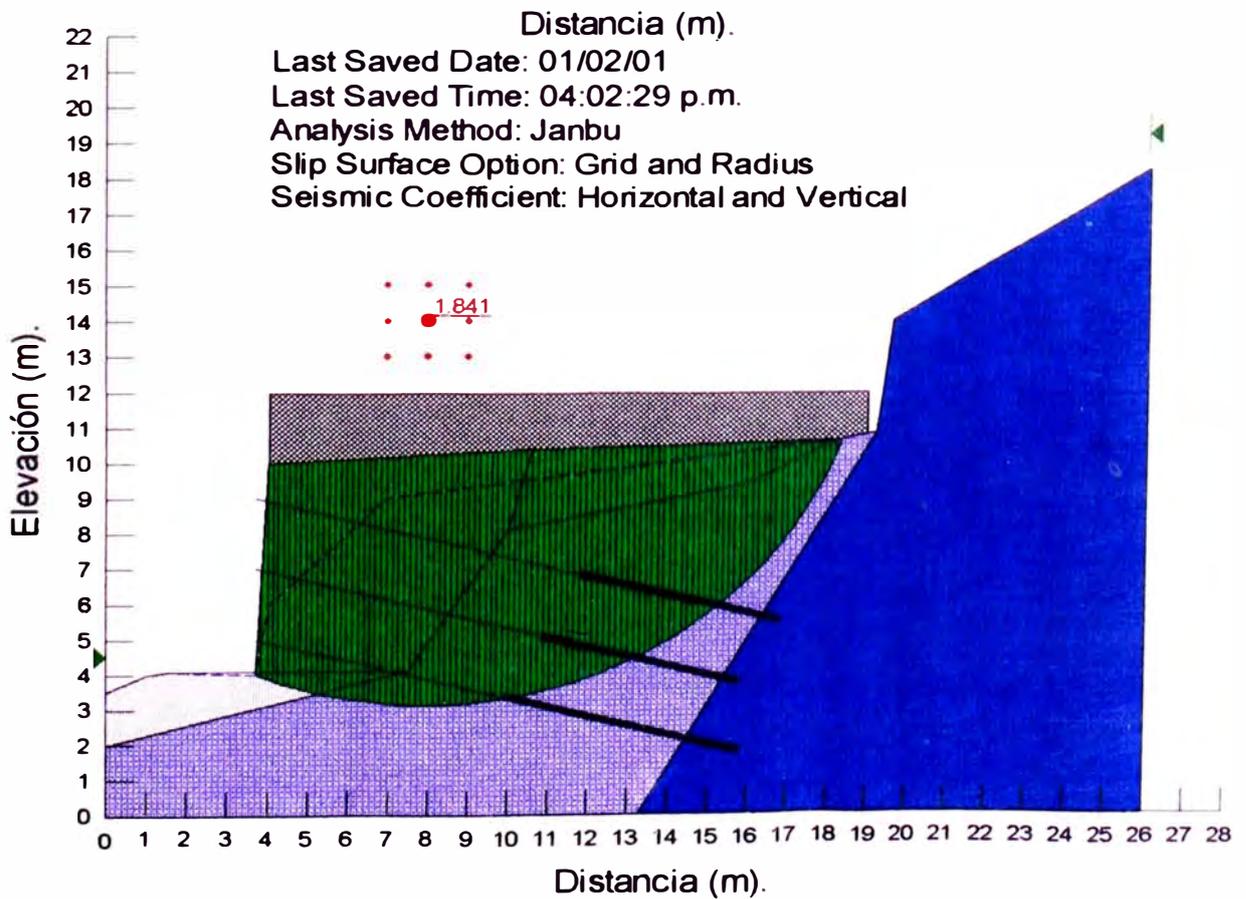
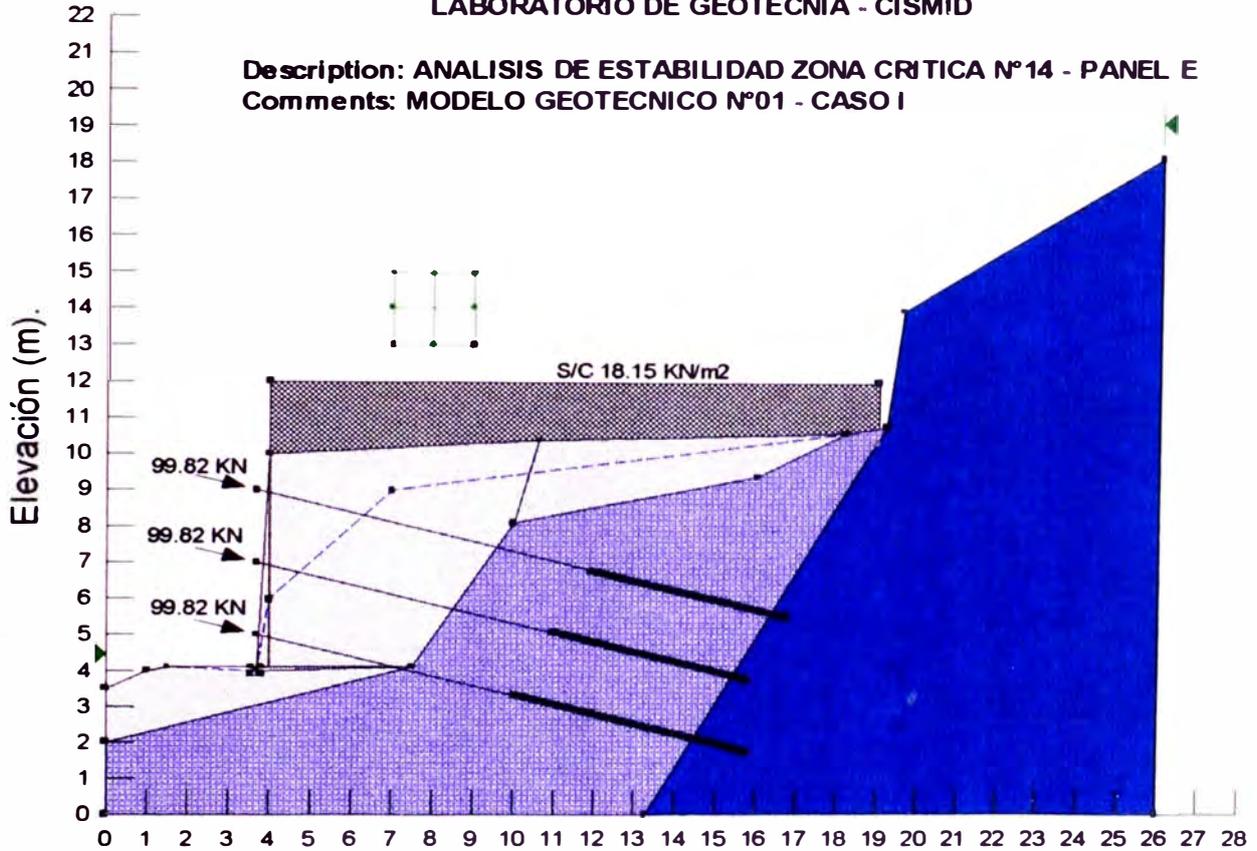
ESCALA 1/125

CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA - TRAMO II
POSICION DE DISEÑO N 04
ZONA CRITICA N° 14 - PANEL E



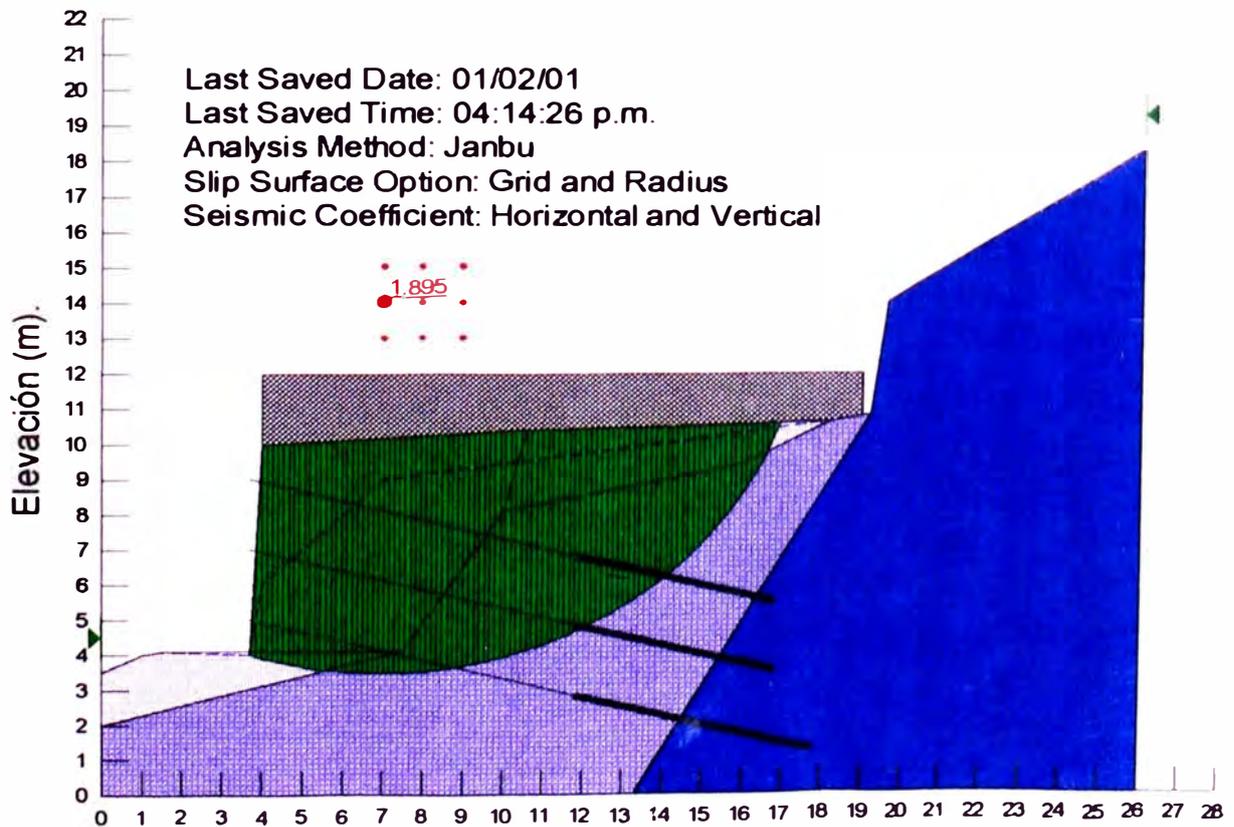
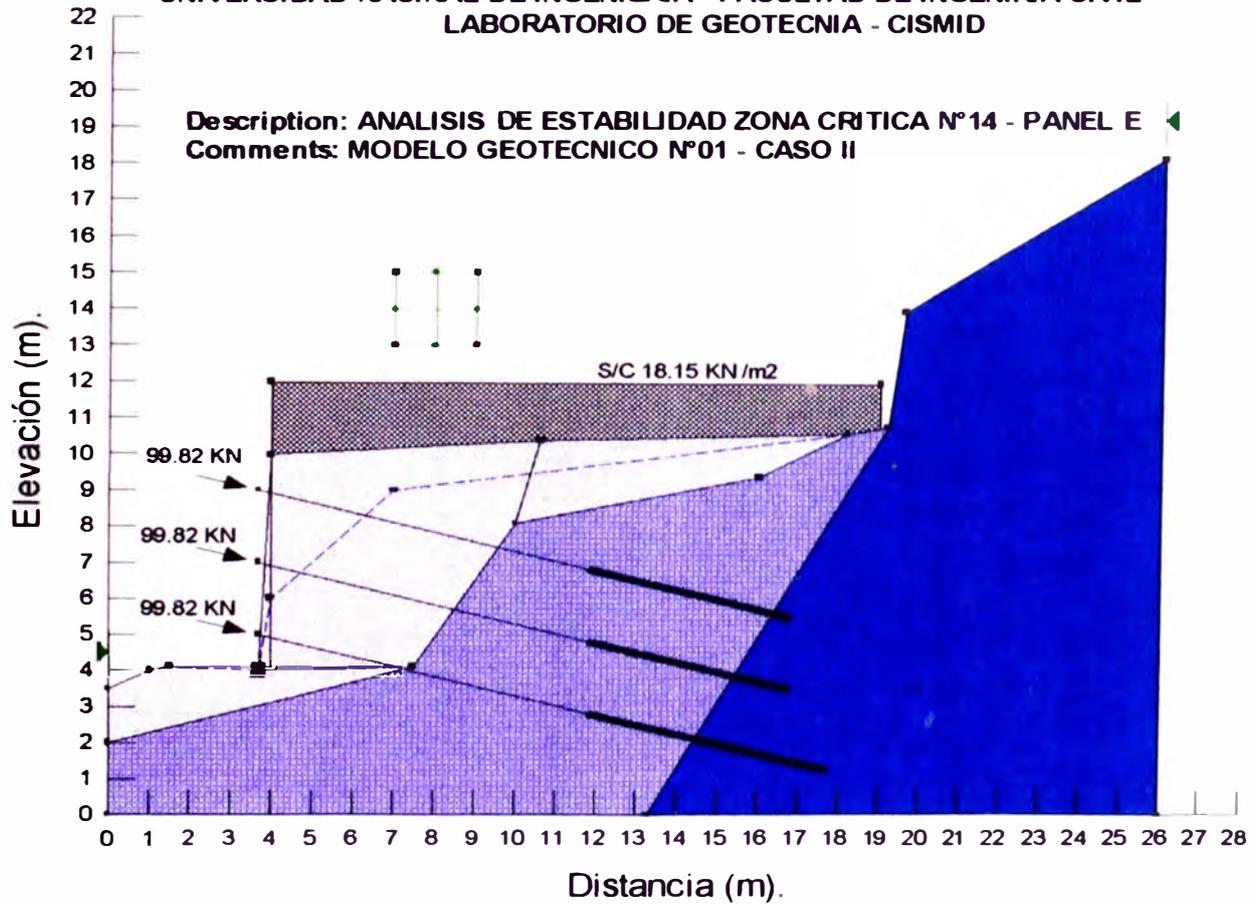
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE GEOTECNIA - CISMID

Description: ANALISIS DE ESTABILIDAD ZONA CRITICA N°14 - PANEL E
Comments: MODELO GEOTECNICO N°01 - CASO I



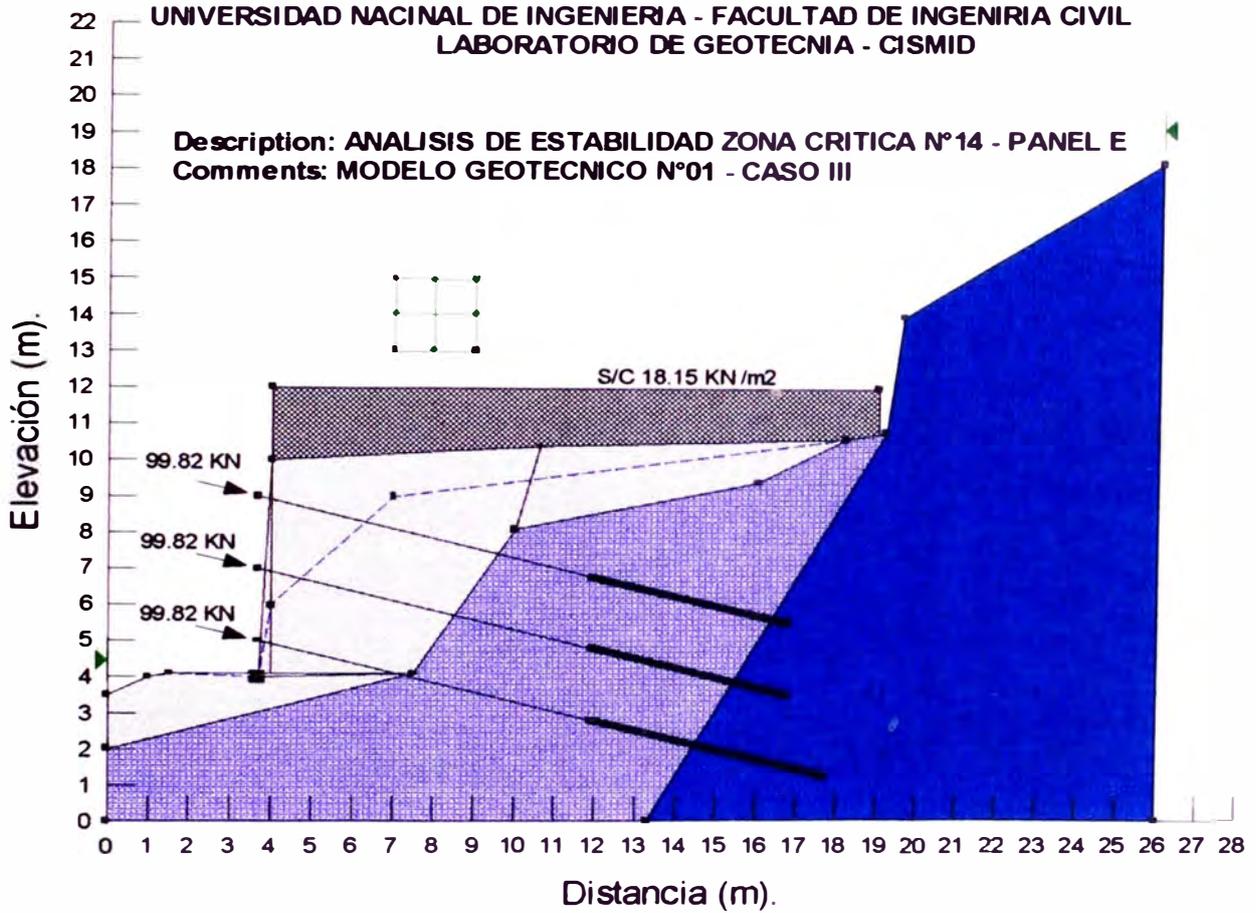
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE GEOTECNIA - CISMID

Description: ANALISIS DE ESTABILIDAD ZONA CRITICA N°14 - PANEL E
Comments: MODELO GEOTECNICO N°01 - CASO II

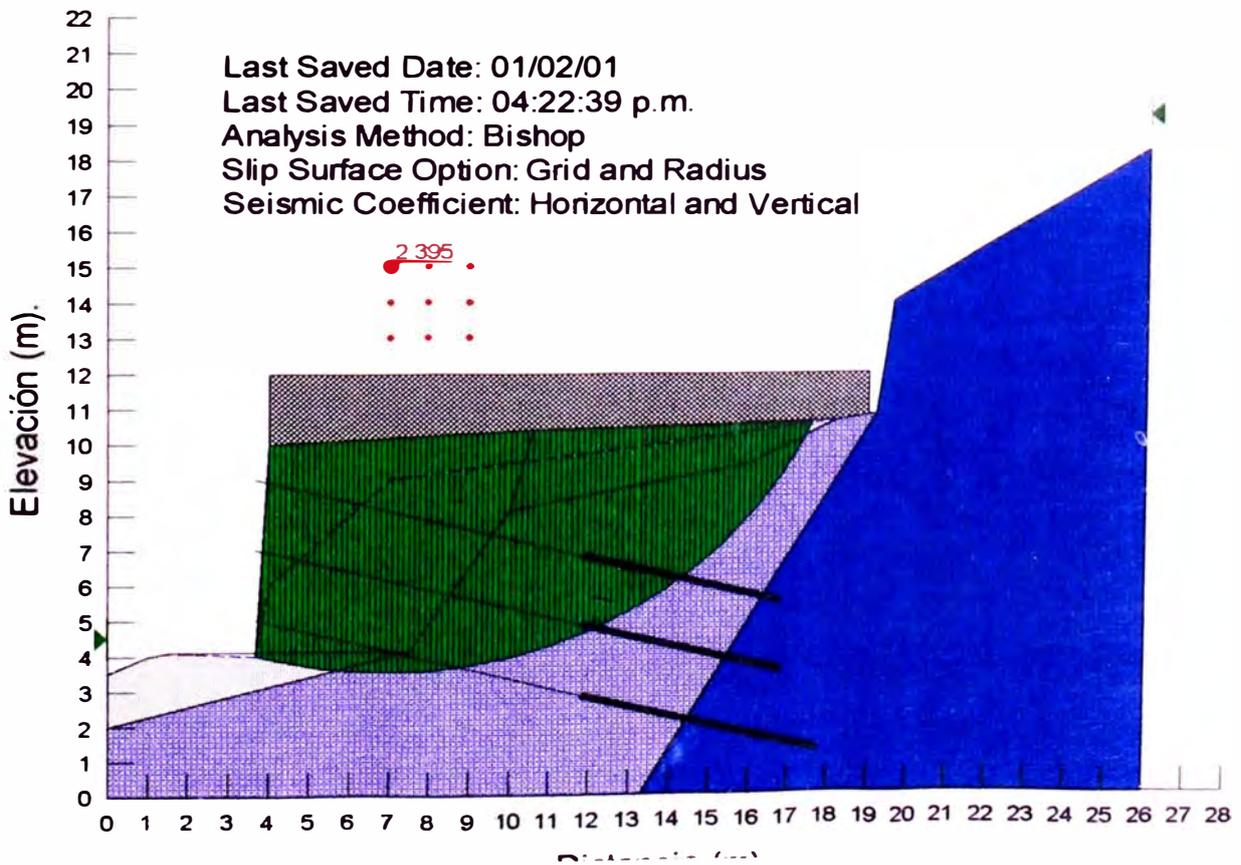


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE GEOTECNIA - CISMID

Description: ANALISIS DE ESTABILIDAD ZONA CRITICA N°14 - PANEL E
 Comments: MODELO GEOTECNICO N°01 - CASO III

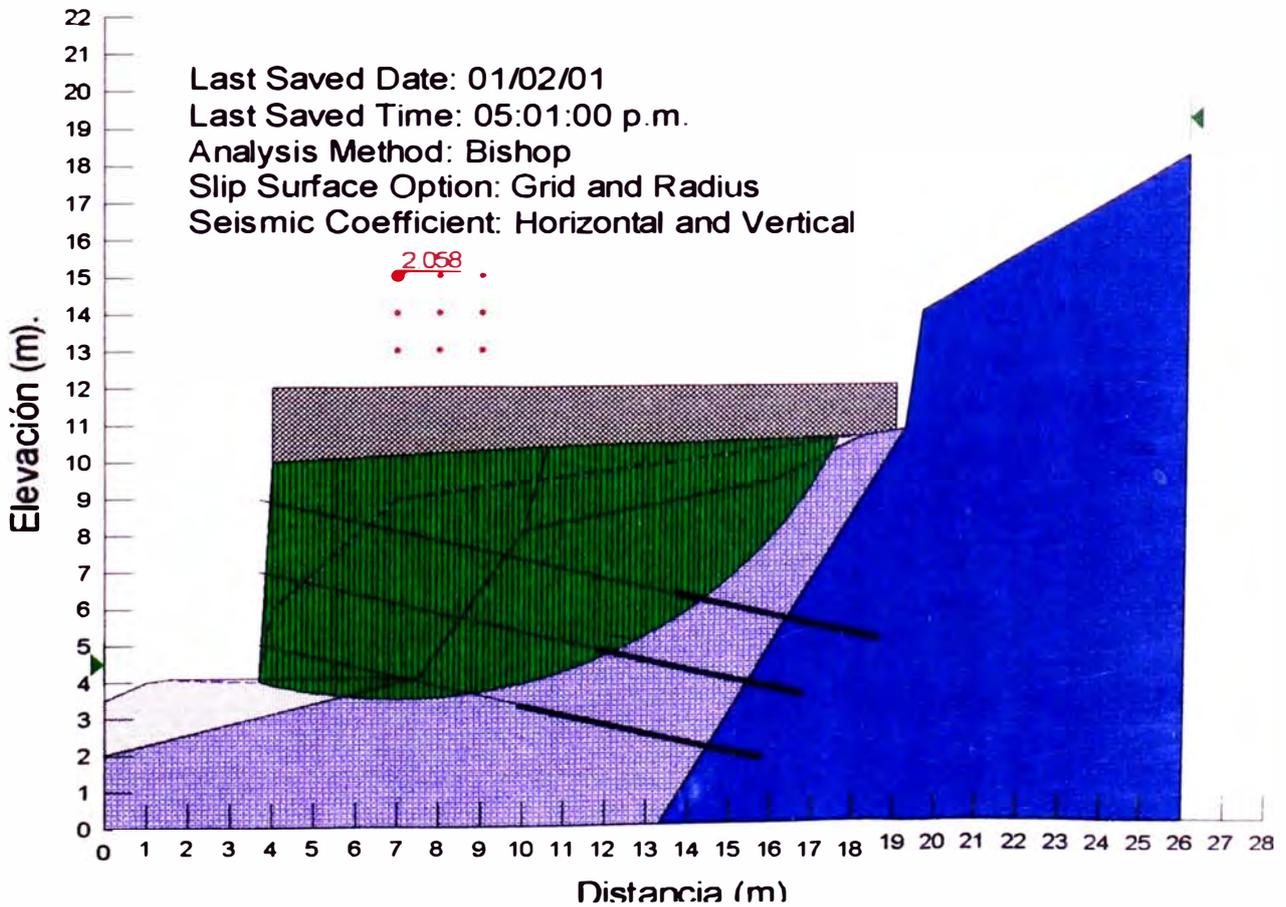
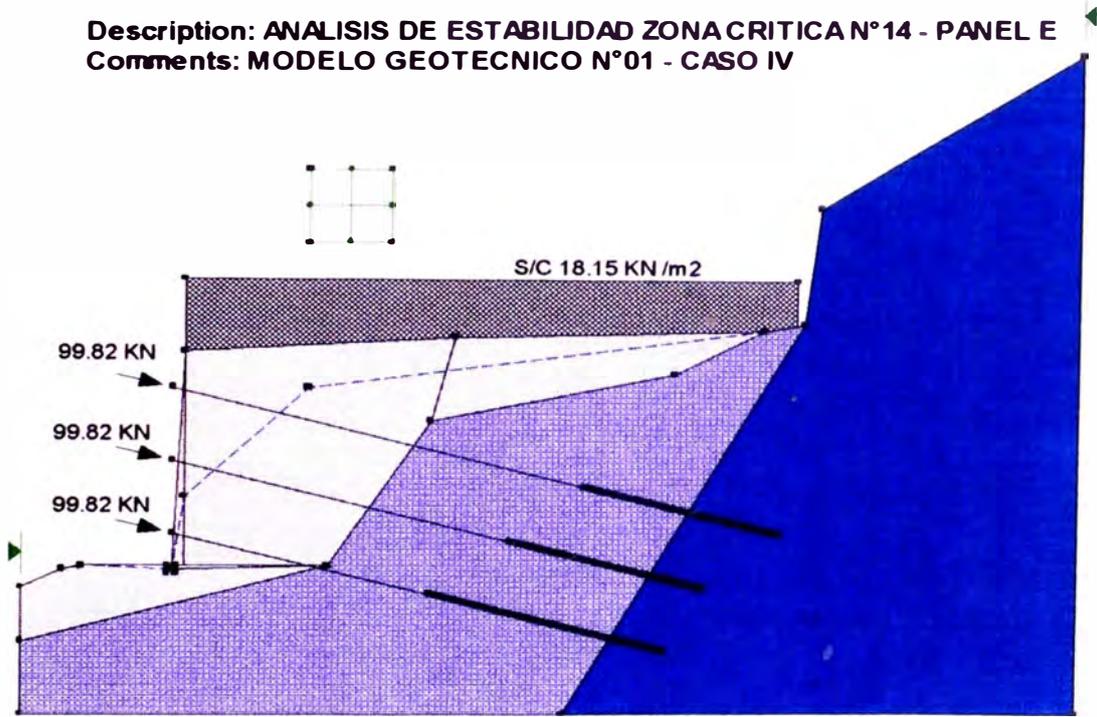


Last Saved Date: 01/02/01
 Last Saved Time: 04:22:39 p.m.
 Analysis Method: Bishop
 Slip Surface Option: Grid and Radius
 Seismic Coefficient: Horizontal and Vertical



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE GEOTECNIA - CISMID

Description: ANALISIS DE ESTABILIDAD ZONA CRITICA N°14 - PANEL E
Comments: MODELO GEOTECNICO N°01 - CASO IV



ANEXO 03

MODELOS DE PLANILLAS DE REGISTROS DE CAMPO

OBRA	REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II		
PROPIETARIO	MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCION		
CONTRATISTA	ASOCIACION GyM-COSAPI		
SUPERVISION	S & Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.		

PRESUPUESTO ADICIONAL N° 05 - METRADO FINAL DE OBRA
6.16 CABLE TENSADO

DESCRIPCION	TRAMO LIBRE	TRAMO ANCLADO	TRAMO PARA TENSADO	LONGITUD TOTAL
ZONA CRITICA ZC-09				
T- 01	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 02	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 03	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 04	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 05	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 06	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 07	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 08	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 09	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 10	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 11	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 12	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 13	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 14	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 15	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 16	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 17	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 18	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 19	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 20	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 21	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 22	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 23	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 24	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 25	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 26	11.00	6.00	1.00	18.00
T- 27	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 28	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 29	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 30	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 31	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 32	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 33	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 34	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 35	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 36	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 37	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 38	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 39	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 40	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 41	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 42	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 43	10.00	6.00	1.00	17.00

PROPIETARIO	MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCION		
CONTRATISTA	ASOCIACION GyM-COSAPI		
SUPERVISION	S & Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.		

PRESUPUESTO ADICIONAL N° 05 - METRADO FINAL DE OBRA
6.16 CABLE TENSADO

DESCRIPCION	TRAMO LIBRE	TRAMO ANCLADO	TRAMO PARA TENSADO	LONGITUD TOTAL
T- 44	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 45	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 46	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 47	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 48	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 49	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 50	10.00	6.00	1.00	17.00
T- 51	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 52	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 53	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 54	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 55	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 56	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 57	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 58	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 59	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 60	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 61	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 62	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 63	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 64	9.00	6.00	1.00	16.00
T- 65	10.00	6.00	1.00	17.00

SUB-TOTAL ZC-09 : 1,109.00

ZONA CRITICA ZC-10

T- 01	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 02	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 03	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 04	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 05	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 06	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 07	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 08	8.00	6.00	1.00	15.00
T- 09	6.00	6.00	1.00	13.00
T- 10	6.00	6.00	1.00	13.00
T- 11	6.00	6.00	1.00	13.00
T- 12	6.00	6.00	1.00	13.00
T- 13	6.00	6.00	1.00	13.00
T- 14	6.00	6.00	1.00	13.00
T- 15	6.00	6.00	1.00	13.00
T- 16	6.00	6.00	1.00	13.00
T- 17	6.00	6.00	1.00	13.00

SUB-TOTAL ZC-10 : 237.00

PROPIETARIO	MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCION		
CONTRATISTA	ASOCIACION GyM-COSAPI		
SUPERVISION	S & Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.		

PRESUPUESTO ADICIONAL N° 05 - METRADO FINAL DE OBRA
6.16 CABLE TENSADO

DESCRIPCION	TRAMO LIBRE	TRAMO ANCLADO	TRAMO PARA TENSADO	LONGITUD TOTAL
ZONA CRITICA ZC-12				
T- 01	8.00	5.00	1.00	14.00
T- 02	8.00	5.00	1.00	14.00
T- 03	8.00	5.00	1.00	14.00
T- 04	8.00	5.00	1.00	14.00
T- 05	8.00	5.00	1.00	14.00
T- 06	8.00	5.00	1.00	14.00
T- 07	8.00	5.00	1.00	14.00
T- 08	8.00	5.00	1.00	14.00
T- 09	5.00	5.00	1.00	11.00
T- 10	5.00	5.00	1.00	11.00
T- 11	5.00	5.00	1.00	11.00
T- 12	5.00	5.00	1.00	11.00
T- 13	7.00	5.00	1.00	13.00
T- 14	6.00	5.00	1.00	12.00
T- 15	7.00	5.00	1.00	13.00
T- 16	6.00	5.00	1.00	12.00
T- 17	7.00	5.00	1.00	13.00
T- 18	7.00	5.00	1.00	13.00
T- 19	7.00	5.00	1.00	13.00
T- 20	7.00	5.00	1.00	13.00
T- 21	4.00	5.00	1.00	10.00
T- 22	4.00	5.00	1.00	10.00
T- 23	3.00	5.00	1.00	9.00
T- 24	3.00	5.00	1.00	9.00
T- 25	3.00	5.00	1.00	9.00
T- 26	4.00	5.00	1.00	10.00
T- 27	5.00	5.00	1.00	11.00
SUB-TOTAL ZC-12 :				326.00

ZONA CRITICA ZC-14

T- 01	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 02	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 03	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 04	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 05	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 06	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 07	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 08	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 09	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 10	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 11	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 12	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 13	10.50	5.00	1.00	16.50
T- 14	10.50	5.00	1.00	16.50

PROPIETARIO	MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCION			
CONTRATISTA	ASOCIACION Gym-COSAPI			
SUPERVISION	S & Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.			
PRESUPUESTO ADICIONAL N° 05 - METRADO FINAL DE OBRA				
6.16 CABLE TENSADO				
DESCRIPCION	TRAMO LIBRE	TRAMO ANCLADO	TRAMO PARA TENSADO	LONGITUD TOTAL
T- 64	12.00	8.00	1.00	21.00
T- 65	12.00	8.00	1.00	21.00
T- 66	12.00	8.00	1.00	21.00
T- 67	12.00	8.00	1.00	21.00
T- 68	12.00	8.00	1.00	21.00
T- 69	12.00	8.00	1.00	21.00
SUB-TOTAL ZC-13B :				1,380.00
ZONA CRITICA ZC-13C 2				
T- 01	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 02	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 03	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 04	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 05	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 06	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 07	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 08	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 09	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 10	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 11	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 12	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 13	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 14	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 15	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 16	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 17	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 18	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 19	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 20	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 21	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 22	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 23	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 24	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 25	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 26	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 27	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 28	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 29	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 30	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 31	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 32	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 33	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 34	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 35	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 36	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 37	17.00	6.00	1.00	24.00

PROPIETARIO	MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCION		
CONTRATISTA	ASOCIACION GyM-COSAPI		
SUPERVISION	S & Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.		

PRESUPUESTO ADICIONAL N° 05 - METRADO FINAL DE OBRA
6.16 CABLE TENSADO

DESCRIPCION	TRAMO	TRAMO	TRAMO PARA	LONGITUD
	LIBRE	ANCLADO	TENSADO	TOTAL
T- 38	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 39	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 40	17.00	6.00	1.00	24.00
T- 41	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 42	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 43	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 44	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 45	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 46	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 47	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 48	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 49	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 50	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 51	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 52	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 53	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 54	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 55	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 56	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 57	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 58	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 59	16.00	6.00	1.00	23.00
T- 60	16.00	6.00	1.00	23.00
SUB-TOTAL ZC-13C 2 :				1,440.00
ZONA CRITICA ZC-13C 1				
T- 01	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 02	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 03	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 04	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 05	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 06	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 07	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 08	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 09	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 10	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 11	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 12	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 13	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 14	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 15	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 16	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 17	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 18	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 19	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 20	19.00	6.00	1.00	26.00

Ing. Mabel Nino Obregon
 Residente

Ing. J. A. Valenzuela G.
 Jefe Supervision de Obra

PROPIETARIO	MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCION			
CONTRATISTA	ASOCIACION GyM-COSAPI			
SUPERVISION	S & Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.			
PRESUPUESTO ADICIONAL N° 05 - METRADO FINAL DE OBRA				
6.16 CABLE TENSADO				
DESCRIPCION	TRAMO LIBRE	TRAMO ANCLADO	TRAMO PARA TENSADO	LONGITUD TOTAL
T- 21	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 22	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 23	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 24	19.00	6.00	1.00	26.00
T- 25	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 26	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 27	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 28	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 29	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 30	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 31	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 32	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 33	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 34	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 35	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 36	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 37	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 38	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 39	18.00	6.00	1.00	25.00
T- 40	18.00	6.00	1.00	25.00
SUB-TOTAL ZC-13C 1 :				1,024.00
METRADOS TOTALES				8,237.50

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
Supervisión Huancayo - Tingo Maria

Ing. José Meléndez G
Jefe Supervisión de Obra

Asociación
GYM - COSAPI
Carretera Huancayo - Tingo Maria
L-1
Ing. Guillermo Cervantes Pombino
Residente

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

01

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 09

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-01	16.00	05.00	18/10/96	10.00	32.00	4.00				46.00
T-02	16.00	06.00	18/10/96	10.00	32.00	4.00				46.00
T-03	15.70	05.00	16/11/96	10.00	15.00					25.00
T-04	15.70	06.00	16/11/96	10.00	14.00					24.00
T-05	15.50	06.00	16/11/96	10.00	14.00					24.00
T-06	12.60	06.00	25/11/96	10.00	16.00					26.00
T-07	12.60	05.00	25/11/96	10.00	16.00					26.00
T-08	12.20	05.00	25/11/96	10.00	15.00					25.00
T-09	12.40	06.00	25/11/96	10.00	11.00					21.00
T-10	12.40	06.00	25/11/96	10.00	11.00					21.00
T-11	13.50	06.00	25/11/96	10.00	9.00					19.00
T-12	13.50	06.00	25/11/96	10.00	14.00					24.00
T-13	15.10	06.00	25/11/96	10.00	15.00					25.00
T-14	14.40	05.00	17/11/96	10.00	9.00					19.00
T-15	14.40	06.00	17/11/96	10.00	12.00					22.00
T-16	12.40	05.00	16/11/96	10.00	11.00					21.00
T-17	12.90	06.00	15/11/96	10.00	11.00					21.00
T-18	12.90	06.00	15/11/96	9.00	10.00					19.00
T-19	14.30	05.00	15/11/96	10.00	9.00					19.00
T-20	14.00	06.00	13/11/96	10.00	15.00					25.00
T-21	14.00	06.00	13/11/96	10.00	13.00					23.00
T-22	12.30	05.00	12/11/96	10.00	14.00					24.00
T-23	12.30	06.00	11/11/96	10.00	13.00					23.00
T-24	12.30	06.00	9/11/96	10.00	14.00					24.00
T-25	11.70	06.00	8/11/96	10.00	13.00					23.00
T-26	16.00	06.00	8/11/96	10.00	14.00					24.00
T-27	13.70	06.00	14/11/96	10.00	14.00					24.00
T-28	13.70	06.00	16/11/96	10.00	11.00					21.00
T-29	13.90	06.00	14/11/96	10.00	8.00					18.00
T-30	13.90	06.00	14/11/96	10.00	11.00					21.00
T-31	14.20	06.00	13/11/96	10.00	12.00					22.00
T-32	14.20	06.00	13/11/96	10.00	15.00					25.00
T-33	14.00	06.00	16/11/96	10.00	13.00					23.00
T-34	14.00	06.00	14/11/96	10.00	13.00					23.00
T-35	14.00	06.00	17/10/96	10.00	18.50	3.50				32.00

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S. A.
 Supervisión Huanuco-Tingo Maria

Ing. Juan Meléndez G.
 Jefe Supervisión de Obra



GEOTECNICA S. A.

Ing. EDUARDO BARRALES CHIZ
 O.I.P. N° 28350
 Residente

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

020

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 09

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-36	14.00	06.00	17/10/96	10.00	8.00	4.00				22.00
T-37	14.00	06.00	17/10/96	10.00	28.00					38.00
T-38	15.00	06.00	17/10/96	10.00	28.00					38.00
T-39	13.80	05.00	17/10/96	10.00	29.00					39.00
T-40	13.80	06.00	15/10/96	3.00	17.00					25.00
T-41	11.50	06.00	15/10/96	10.00	20.00	11.00				41.00
T-42	13.10	06.00	15/10/96	10.00	20.00					30.00
T-43	13.10	06.00	18/10/96	10.00	10.00					20.00
T-44	14.10	05.00	13/10/96	5.00	7.00					12.00
T-45	12.90	06.00	19/10/96	5.00	14.00					19.00
T-46	13.00	05.00	11/11/96	10.00	8.00					18.00
T-47	12.60	05.00	11/11/96	10.00	5.00					15.00
T-48	12.50	06.00	10/11/96	10.00	9.00					19.00
T-49	12.50	05.00	9/11/96	10.00	13.00					23.00
T-50	13.10	06.00	8/11/96	10.00	15.00					25.00
T-51	11.50	05.00	15/10/96	10.00	13.00					23.00
T-52	14.10	06.00	13/10/96	10.00	16.00					26.00
T-53	14.10	06.00	15/10/96	10.00	16.00					26.00
T-54	14.00	05.00	13/10/96	10.00	16.00					26.00
T-55	13.80	06.00	12/11/96	10.00	5.00					15.00
T-56	11.90	06.00	11/11/96	10.00	4.00					14.00
T-57	12.50	06.00	10/11/96	10.00	13.00					23.00
T-58	12.90	06.00	10/11/96	10.00	12.00					22.00
T-59	12.90	05.00	8/11/96	10.00	10.00					20.00
T-60	12.80	05.00	12/10/96	5.00	3.00					9.00
T-61	12.50	05.00	12/10/96	10.00	3.00					13.00
T-62	12.90	05.00	12/10/96	9.00	5.00					14.00
T-63	12.90	06.00	12/10/96	8.00	5.00					13.00
T-64	14.00	06.00	12/10/96	10.00	7.00					17.00
T-65	15.00	06.00	8/11/96	10.00	8.00					18.00
TOTALES	879.60			630.00	354.50	26.50				1,511.00

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervision Huanuco Tingo Maria

Ing. José Meléndez G.
 Jefe Supervisión de Obra



GEOTECNICA S.A.

Ing. EDUAR BRANCO PINTO

C.I.P. N° 20380

Residente

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

021

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 10

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-01	12.90	06.00	16/12/96	4 00	6 00				10.00	
T-02	12.10	06.00	16/12/96	4 00	5 00				9 00	
T-03	12.10	06.00	16/12/96	4 00					4 00	
T-04	12.30	06.00	16/12/96	5 00	2 00				7 00	
T-05	12.50	06.00	16/12/96	8 00	1 00				9 00	
T-06	12.50	06.00	16/12/96	5 00	1 00				6.00	
T-07	12.50	06.00	16/12/96	4.00	4 50				8 50	
T-08	13 10	06.00	16/12/96	5 00	5 00				10 00	
T-09	10.50	06.00	16/12/96	4 00	13 00				17.00	
T-10	11.00	06.00	16/12/96	3 00	12 00	5 00			20 00	
T-11	11.00	06.00	16/12/96	4 00	15 00	4 00			23.00	
T-12	11.20	06.00	16/12/96	4 00	15 00	6.00			25.00	
T-13	11.00	06.00	16/12/96	10.00	17.00	5 00			32.00	
T-14	10.90	06.00	16/12/96	4.00	9.00	2 50			15 50	
T-15	10.90	06.00	16/12/96	4 00	11.00	2 00			17 00	
T-16	11.00	06.00	16/12/96	4.00	12.00	3.50			19 50	
T-17	11.00	06.00	16/12/96	6.00	12.00	5 00			23.00	
TOTALES	198.50			82.00	140.50	33.00			255.50	

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervision Huánuco-Tingo María

Jose Meléndez G.
 Jefe Supervisión de Obra



GEOTECNICA S.A.

Edmar Briones
 Ing. EDMAR BRIONES 1117
 C.I.P. N° 26380
 Residente

OBRA : REHABILITACION CARRÉTERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA Nº 12

Nº DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra FASE	2da FASE	3ra FASE	4ta FASE		5ta FASE
T-01	12.00	05.00	28/11/95	4.00	3.00				7.00	
T-02	12.00	06.00	28/11/95	5.00	3.00				8.00	
T-03	12.00	06.00	28/11/95	5.00	4.00				9.00	
T-04	12.00	06.00	28/11/96	5.00	4.00				9.00	
T-05	10.60	06.00	28/11/96	5.00	7.00				12.00	
T-06	9.60	06.00	29/11/96	5.00	6.00				11.00	
T-07	10.30	06.00	28/11/96	5.00	4.00				9.00	
T-08	11.30	06.00	28/11/96	5.00	4.50				9.50	
T-09	5.90	06.00	30/11/96	5.00	12.00	5.00			22.00	
T-10	5.80	06.00	30/11/96	10.00	5.00				15.00	
T-11	8.10	06.00	30/11/96	6.00	2.00				8.00	
T-12	8.00	06.00	30/11/96	4.00	3.00				7.00	
T-13	11.00	06.00	28/11/96	3.00	4.00				7.00	
T-14	12.00	06.00	28/11/96	5.00	9.00				14.00	
T-15	10.40	06.00	28/11/96	4.00	6.00				10.00	
T-16	9.90	06.00	28/11/96	4.00	3.50				7.50	
T-17	11.00	06.00	28/11/96	5.00	3.00				8.00	
T-18	11.00	06.00	28/11/96	5.00	3.50				8.50	
T-19	10.90	06.00	28/11/96	5.00	3.50				8.50	
T-20	10.90	06.00	28/11/96	5.00	9.00				14.00	
T-21	4.90	06.00	28/11/96	5.00	12.00	5.00			22.00	
T-22	6.30	06.00	28/11/96	5.00	9.00				14.00	
T-23	6.90	06.00	30/11/96	3.00	3.00				6.00	
T-24	7.00	06.00	28/11/96	5.00	3.00				8.00	
T-25	7.00	06.00	28/11/96	5.00	6.00				11.00	
T-26	7.90	06.00	30/11/96	4.00	6.00				10.00	
T-27	10.00	06.00	30/11/96	4.00	6.00				10.00	
TOTALES	254.70			131.00	144.00	10.00			295.00	

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervisión Huanuco Tingo Maria

José Mejoáñez G
 Jefe Supervisión de Obras



GEOTECNICA S.A.

Inq. EDUARDO BRADARIN
 C.L.P. N° 26380
 Residente

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 14

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	VAINA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)
					BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE	5ta.FASE	
T-001	13.20	05.00	26/11/96	6.00	11.00					17.00
T-002	13.20	05.00	26/11/96	3.00	5.00					8.00
T-003	12.30	05.00	26/11/96	5.00	5.00					10.00
T-004	12.30	05.00	26/11/96	6.00	6.00					12.00
T-005	12.30	05.00	26/11/96	10.00	4.00					14.00
T-006	11.80	05.00	26/11/96	6.00	10.00					16.00
T-007	11.60	05.00	24/11/96	6.00	14.00					20.00
T-008	11.60	05.00	24/11/96	10.00	15.00					25.00
T-009	13.10	05.00	24/11/96	10.00	3.00					13.00
T-010	13.10	05.00	24/11/96	8.00	20.00					28.00
T-011	13.10	05.00	23/11/96	10.00	20.00					30.00
T-012	12.70	05.00	23/11/96	10.00	4.00	5.00				19.00
T-013	12.70	05.00	22/11/96	10.00	16.00	3.00	2.50			31.50
T-014	10.70	05.00	22/11/96	10.00	2.00	4.00	4.00	10.00	14.00	44.00
T-015	10.70	05.00	20/11/96	10.00	5.00	4.00	4.00	10.00	5.00	38.00
T-016	11.80	05.00	20/11/96	10.00	9.00	6.00	3.00	8.00	32.00	68.00
T-017	11.80	05.00	20/11/96	10.00	10.00	6.00	5.00	3.00		34.00
T-018	11.20	05.00	19/11/96	10.00	11.00					21.00
T-019	11.20	05.00	19/11/96	10.00	12.00					22.00
T-020	13.10	05.00	19/11/96	10.00	6.00					16.00
T-021	13.10	05.00	19/11/96	8.00	5.00					13.00
T-022	13.10	05.00	19/11/96	5.00	3.00					8.00
T-023	11.20	05.00	19/11/96	5.00	1.00					6.00
T-024	11.20	05.00	19/11/96	8.00	7.00					15.00
T-025	15.00	05.00	30/11/96	6.00	18.00					24.00
T-026	15.00	05.00	30/11/96	10.00	15.00	6.00				32.00
T-027	15.00	05.00	30/11/96	10.00	7.00					17.00
T-028	15.00	05.00	30/11/96	10.00	16.00	10.00	6.00			42.00
T-029	15.50	05.00	28/11/96	10.00	11.00	7.00	6.00			34.00
T-030	15.00	05.00	28/11/96	6.00	10.00	4.00				20.00
T-031	15.00	05.00	28/11/96	8.00	6.00					14.00
T-032	15.50	05.00	28/11/96	10.00	12.00	6.00				28.00
T-033	15.50	05.00	28/11/96	10.00	10.00	10.00	6.00			36.00
T-034	15.50	05.00	28/11/96	10.00	11.00	8.00				29.00
T-035	15.00	05.00	28/11/96	10.00	18.00	10.00	7.00			45.00
T-036	11.80	05.00	26/11/96	4.00	2.00	3.00				9.00

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervision: Huanuco Tingo Maria



GEOTECNICA S.A.

Edmar Branes
 Ing. EDMAR BRANES

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 14

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION						TOTAL CEMENTO (BOLSAS)
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE	5ta.FASE	
T-037	11.80	05.00	26/11/96	3 00	9 00	2 00				14.00
T-038	11.80	05.00	26/11/96	6 00	4 00	2 00				12.00
T-039	11.80	05.00	26/11/96	5 00	8.00					13.00
T-040	11.80	05.00	24/11/96	6 00	4 00					10.00
T-041	11.80	05.00	24/11/96	6 00	6 00					12.00
T-042	11.60	05.00	24/11/96	6 00	8 00	6 00				20.00
T-043	11.60	05.00	24/11/96	6 00	9 00					15.00
T-044	11.80	05.00	24/11/96	6.00	19.00					25 00
T-045	11.80	05.00	24/11/96	10 00	13 00					23 00
T-046	11.80	05.00	22/11/96	10 00	14 00					24 00
T-047	12.00	05.00	22/11/96	10 00	18.00	10 00	8 00	8 00	1.50	55.50
T-048	12.00	05.00	22/11/96	10.00	15.00					25.00
T-049	11.70	05.00	20/11/96	8 00	12.00					20.00
T-050	11.70	05.00	20/11/96	10 00	12.00					22.00
T-051	11.70	05.00	7/11/96	10 00	10.00	7 00	6 00	6.00	8 50	47.50
T-052	11.70	05.00	7/11/96	10.00	6.00	7 00	8 00	7.00	54 00	92 00
T-053	11.80	05.00	6/11/96	10.00	16 00					26.00
T-054	11.80	05.00	6/11/96	10.00	14.00					24.00
T-055	11.80	05.00	6/11/96	6.00	6 00					12.00
T-056	11.70	05.00	6/11/96	6.00	8.00					14.00
T-057	11.70	05.00	6/11/96	10.00	8 00					18.00
T-058	11.80	05.00	4/11/96	8 00	0.50					8 50
T-059	11.80	05.00	4/11/96	9.00	5.00					14 00
T-060	13 00	05.00	30/11/96	10 00	1.00					11 00
T-061	13.50	05.00	30/11/96	10.00	5.00					15.00
T-062	13.00	05.00	30/11/96	10 00	1 00					11.00
T-063	13.00	05.00	30/11/96	10 00		2 00				12 00
T-064	13.00	05.00	2/12/96		1.00					1 00
T-065	13.00	05.00	2/12/96	10 00	1.00					11.00
T-066	12.50	05.00	2/12/96	10.00	7 00					17 00
T-067	13.50	05.00	28/11/96	9 00	16.00	9 00				33 00
T-068	13.50	05 00	28/11/96	10 00	6 00					16 00
T-069	13.50	05 00	28/11/96	10 00	10.00	7 00				27 00
T-070	13 50	05 00	28/11/96	10.00	10.00					20 00
T-071	11.40	06 00	25/10/96	8 00	25 00					33 00
T-072	11.40	06.00	25/10/96	9 00	13.00					22.00

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervision Huanuco-Tingo Maria



GEOTECNICA S.A.

Edmar Bejarano
 Ing. EDMAR BEJARANO
 C.I.P. N° 26350
 Residente

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 14

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-073	11.50	06.00	25/10/96	8.00	7.00				15.00	
T-074	11.50	06.00	23/10/96	6.00	8.00				14.00	
T-075	11.50	05.00	23/10/96	6.00	11.00				17.00	
T-076	11.40	06.00	23/10/96	6.00	12.00				18.00	
T-077	11.50	05.00	23/10/96	6.00	16.00				22.00	
T-078	11.50	05.00	23/10/96	6.00	18.00				24.00	
T-079	11.50	06.00	25/10/96	9.00	10.00				19.00	
T-080	11.50	06.00	25/11/96	8.00	13.00				21.00	
T-081	11.40	05.00	28/10/96	10.00	17.00				27.00	
T-082	11.40	06.00	28/10/96	10.00	16.00				26.00	
T-083	11.40	05.00	28/10/96	10.00	18.00	7.50	4.50	3.00	43.00	
T-084	11.40	06.00	28/10/96	10.00	19.00	7.50	2.50	0.50	30.00	69.50
T-085	11.40	06.00	28/10/96	10.00	20.00					30.00
T-086	11.40	06.00	28/10/96	10.00	20.00					30.00
T-087	11.40	05.00	30/10/96	10.00	21.00	8.00	5.00	5.50	4.00	53.50
T-088	11.50	05.00	30/10/96	10.00	20.00					30.00
T-089	11.50	06.00	30/10/96	10.00	13.00					23.00
T-090	11.40	06.00	30/10/96	10.00	14.00					24.00
T-091	11.50	06.00	1/11/96	10.00	14.00					24.00
T-092	11.50	06.00	1/11/96	10.00	11.00					21.00
T-093	11.40	06.00	1/11/96	9.00	6.00					15.00
T-094	11.40	06.00	1/11/96	9.00	6.00					15.00
T-095	12.00	06.00	30/11/96	12.00	1.00					13.00
T-096	12.00	06.00	4/11/96	10.00	7.00					17.00
T-097	12.00	06.00	4/11/96	10.00	8.00					18.00
T-098	12.00	06.00	2/11/96	10.00	12.00					22.00
T-099	11.50	05.00	24/10/96	10.00	21.00					31.00
T-100	11.50	06.00	25/10/96	10.00	23.00					33.00
T-101	11.00	06.00	24/10/96	9.00	28.00					37.00
T-102	11.00	05.00	4/11/96	6.00	11.00					17.00
T-103	12.50	05.00	4/11/96	8.00	16.00					24.00
T-104	12.50	06.00	6/11/96	6.00	7.00					13.00
T-105	12.50	06.00	5/12/96	12.00	18.00					30.00
TOTALES	1,291.90			892.00	1,123.50	167.00	77.50	61.00	149.00	2,470.00

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervision Huanuco-Tingo Maria

Ing. Juan Meléndez G.
 Jefe Supervision de Obras



GEOTECNICA S.A.

Ing. EDUAR BRAGES PIUZ

O.L.P. N° 26350

Residente

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 15

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-01	14.20	06.00	9/12/95	6 00	5 00				11.00	
T-02	14.20	06.00	9/12/95	6 00	4 00				10.00	
T-03	14.50	06.00	9/12/95	7 00	4 50				11.50	
T-04	13.50	06.00	7/12/96	5 00	3 50				8.50	
T-05	13.50	06.00	7/12/96	5 00	4 00				9.00	
T-06	13.10	06.00	7/12/96	5 00	5 00				10.00	
T-07	13.10	05.00	7/12/95	6 00	4 00				10.00	
T-08	12.20	06.00	7/12/95	4 00	6 00				10.00	
T-09	12.20	06.00	7/12/96	5 00	9 00	4 00			18.00	
T-10	13.00	06.00	6/12/96	5 00	12 00	6 00			23.00	
T-11	13.00	06.00	6/12/95	5 00	4 00				9.00	
T-12	13.70	06.00	5/12/96	5 00	5 00				10.00	
T-13	13.70	06.00	5/12/95	4 00	4 00				8.00	
T-14	14.00	06.00	5/12/96	4 00	3 00				7.00	
T-15	12.10	06.00	9/12/95	5 00	2 50				7.50	
T-16	11.20	06.00	7/12/95	5 00	4 00				9.00	
T-17	11.20	06.00	7/12/95	6 00	5 00				11.00	
T-18	12.00	06.00	7/12/96	5 00	6 00				11.00	
T-19	12.00	06.00	7/12/96	4 00	11 00	5 00			20.00	
T-20	12.00	06.00	7/12/96	5 00	5 00				10.00	
T-21	12.00	06.00	6/12/95	5 00	11 00	5 00			21.00	
T-22	12.00	06.00	5/12/96	5 00	5 00				10.00	
T-23	12.00	06.00	5/12/96	5 00	12 00	6 00			23.00	
T-24	12.00	06.00	5/12/96	5 00	4 00				9.00	
T-25	12.00	06.00	5/12/96	5 00	4 00				9.00	
TOTALES	318.40			127.00	142.50	26.00			295.50	

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervision Huanuco-Tingo Maria

Ing. José Meléndez G.
 Jefe Supervisor de Obra



GEOTECNICA S.A.

Ing. EDUARDO BRAÑES FUJIZ
 C.L.P. N° 26380
 Residente

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 16

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-01	18.30	08.00	13/12/96	10.00	6.00	4.00	3.00	1.50	24.50	
T-02	17.00	08.00	14/12/96	12.00	13.00	15.00	4.00	3.00	47.00	
T-03	15.70	08.00	13/12/96	10.00	14.00	6.00			30.00	
T-04	15.70	08.00	13/12/96	10.00	16.00	12.00	8.00		46.00	
T-05	15.70	08.00	13/12/96	10.00	16.00	12.50	6.50		45.00	
T-06	15.70	08.00	13/12/96	10.00	11.00	3.00			24.00	
T-07	15.70	08.00	13/12/96	12.00	16.00	8.00			36.00	
T-08	15.70	08.00	13/12/96	10.00	14.00	6.00			30.00	
T-09	15.70	08.00	13/12/96	10.00	16.00	11.50			37.50	
T-10	15.00	08.00	13/12/96	10.00	10.00	4.00			24.00	
T-11	15.70	08.00	13/12/96	10.00	14.00	6.50			30.50	
T-12	17.00	08.00	13/12/96	10.00	12.00	7.00			29.00	
T-13	17.00	08.00	9/01/97	10.00	7.00	5.00			22.00	
T-14	17.60	08.00	31/12/96	10.00	15.00	14.00	8.00	3.00	50.00	
T-15	17.60	08.00	3/01/97	10.00	14.00	1.00			25.00	
T-16	17.60	08.00	6/01/97	10.00	16.00	13.00	4.00		43.00	
T-17	17.80	08.00	8/01/97	10.00	16.00	16.00	14.00	6.00	62.00	
T-18	18.20	08.00	15/01/97	10.00	16.00	9.50	6.00		41.50	
T-19	16.00	08.00	27/12/96	10.00	16.00	11.00	4.00	1.50	42.50	
T-20	16.00	08.00	21/12/96	10.00	16.00	11.00			37.00	
T-21	16.00	08.00	21/12/96	10.00	15.00	5.00			30.00	
T-22	16.00	08.00	21/12/96	12.00	13.00	8.00			33.00	
T-23	15.00	08.00	20/12/96	10.00	16.00	4.00			30.00	
T-24	15.50	08.00	20/12/96	10.00	9.00	4.50			23.50	
T-25	15.50	08.00	26/12/96	10.00	16.00	2.00			28.00	
T-26	15.70	08.00	26/12/96	10.00	8.00	2.00			20.00	
T-27	15.70	08.00	20/12/96	12.00	7.00				19.00	
T-28	16.80	08.00	26/12/96	10.00	13.00	10.00	3.00	4.50	45.50	
T-29	16.80	08.00	27/12/96	10.00	16.00	12.00	12.00	12.00	62.00	
T-30	18.70	08.00	1/02/97	10.00	16.00	5.50			31.50	
T-31	18.70	08.00	13/01/97	12.00	11.50	3.50			27.00	
T-32	16.20	08.00	31/12/96	10.00	11.00	5.00	6.00		32.00	
T-33	14.20	08.00	3/01/97	10.00	4.00				14.00	
T-34	14.50	08.00	6/01/97	10.00	15.00	5.00	2.50		32.50	
T-35	14.50	08.00	7/01/97	10.00	16.00	6.50			32.50	

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervision Huanuco-Tingo Maria

Ing. Juan Hernández G.
 Jefe Supervisión de Obra



GEOTECNICA S.A.

Ing. EDUARDO BRIONES RUIZ

C.I.P. N° 26350

Residente

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 16

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-36	14.80	08.00	8/01/97	10.00	16.00	7.00				33.00
T-37	14.80	08.00	9/01/97	10.00	12.00					22.00
T-38	16.40	08.00	31/01/97	10.00	5.00	5.50				20.50
T-39	16.40	08.00	15/01/97	10.00	14.00	-				24.00
TOTALES	633.10			400.00	507.50	261.50	86.00	31.50	-	1,236.50



GEOTECNICA S.A.
Edmar Braces Ruiz
 Ing. EDMAR BRACES RUIZ
 C.I.P. N° 26380
 Residente

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervision Huanuco-Tingo Maria

Jorge A. ...
 Ing. Jorge A. ...

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-T INGOMARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINI STERIODE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCI ON
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

029

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 13B

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	VAINA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)
					BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE	5ta FASE	
T-01	15.70	08.00	21/07/97	6.00	8.00					14.00
T-02	15.70	08.00	21/07/97	6.00	8.00					14.00
T-03	15.70	08.00	21/07/97	6.00	7.00					13.00
T-04	15.70	08.00	21/07/97	6.00	6.00					12.00
T-05	15.70	08.00	21/07/97	6.00	6.50					12.50
T-06	17.30	08.00	21/07/97	5.00	6.50					11.50
T-07	17.30	08.00	21/07/97	5.00	6.00					11.00
T-08	15.30	08.00	21/07/97	7.00	8.00					15.00
T-09	15.30	08.00	21/07/97	5.00	8.50					13.50
T-10	15.30	08.00	21/07/97	5.00	7.50					12.50
T-11	15.30	08.00	21/07/97	5.00	8.00					13.00
T-12	16.20	08.00	21/07/97	5.00	5.00					10.00
T-13	16.20	08.00	21/07/97	5.00	7.00					12.00
T-14	16.20	08.00	21/07/97	5.00	7.00					12.00
T-15	16.20	08.00	21/07/97	5.00	5.00					10.00
T-16	16.20	08.00	21/07/97	5.00	8.00					13.00
T-17	16.20	08.00	21/07/97	8.00	13.00	1.00				22.00
T-18	16.20	08.00	25/07/97	10.00	14.00	9.00	3.00			36.00
T-19	16.20	08.00	25/07/97	10.00	14.00	10.00	7.50			41.50
T-20	16.20	08.00	25/07/97	10.00	13.50	6.00				29.50
T-21	16.20	08.00	24/07/97	9.00	14.00	6.00				29.00
T-22	16.40	08.00	24/07/97	9.00	12.00	2.50				23.50
T-23	16.40	08.00	25/07/97	10.00	15.00	7.00				32.00
T-24	15.50	08.00	26/07/97	8.00	11.00	3.00				22.00
T-25	15.50	08.00	26/06/97	8.00	4.50					12.50
T-26	15.50	08.00	26/06/97	8.00	4.50					12.50
T-27	15.50	08.00	26/06/97	8.00	5.50					13.50
T-28	15.50	08.00	26/06/97	8.00	5.50					13.50
T-29	16.30	08.00	26/06/97	8.00	4.00					12.00
T-30	16.30	08.00	26/06/97	8.00	6.50					14.50
T-31	16.20	08.00	26/06/97	8.00	6.50					14.50
T-32	16.20	08.00	26/06/97	8.00	8.00					16.00
T-33	17.00	08.00	2/08/97	8.00	7.00					15.00
T-34	17.00	08.00	26/07/97	8.00	8.50					16.50
T-35	17.00	08.00	26/07/97	8.00	8.00					16.00

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervision Huanuco-Tiagu Maria



GEOTECNICA S.A.

Ing. EDMAR BRAÑES FUJIZ
 C.I.P. N° 26386
 Residente

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

030

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA Nº 13B

Nº DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-36	17.00	08.00	26/07/97	8.00	7.00				15.00	
T-37	17.00	08.00	26/07/97	10.00	8.00				18.00	
T-38	17.00	08.00	26/07/97	10.00	7.00				17.00	
T-39	16.20	08.00	26/07/97	10.00	12.00	4.00			26.00	
T-40	16.60	08.00	14/08/97	10.00	8.50				18.50	
T-41	16.60	08.00	27/07/97	10.00	14.50	11.00	10.50		46.00	
T-42	16.50	08.00	7/08/97	10.00	15.00	8.00	2.00		35.00	
T-43	16.20	08.00	7/08/97	10.00	13.50	5.50			29.00	
T-44	16.80	08.00	7/08/97	10.00	12.50	4.50			27.00	
T-45	16.80	08.00	14/08/97	10.00	13.00	5.00			28.00	
T-46	15.90	08.00	9/08/97	10.00	12.50	4.50			27.00	
T-47	15.90	08.00	2/08/97	8.00	13.00	5.00			26.00	
T-48	15.90	08.00	2/08/97	8.00	10.00	3.50			21.50	
T-49	15.90	08.00	2/08/97	8.00	8.50				16.50	
T-50	15.90	08.00	2/08/97	8.00	8.00				16.00	
T-51	17.10	08.00	2/08/97	8.00	8.00				16.00	
T-52	17.10	08.00	2/08/97	8.00	5.50				14.50	
T-53	17.10	08.00	2/08/97	8.00	8.00				16.00	
T-54	17.20	08.00	2/08/97	8.00	6.00				14.00	
T-55	17.20	08.00	2/08/97	8.00	6.00				14.00	
T-56	17.20	08.00	5/08/97	8.00	8.00				16.00	
T-57	17.20	08.00	5/08/97	8.00	8.00				16.00	
T-58	17.70	08.00	5/08/97	8.00	5.50				14.50	
T-59	17.70	08.00	5/08/97	8.00	5.00				13.00	
T-60	17.70	08.00	6/08/97	10.00	8.00				18.00	
T-61	17.50	08.00	7/08/97	8.00	14.00	7.50			29.50	
T-62	17.50	08.00	8/08/97	10.00	11.00	4.50			25.50	
T-63	17.50	08.00	8/08/97	10.00	14.00	6.00			30.00	
T-64	17.50	08.00	9/08/97	10.00	12.50	4.50			27.00	
T-65	17.50	08.00	11/08/97	10.00	12.00	4.00			26.00	
T-66	17.50	08.00	13/08/97	10.00	15.00	8.50	3.00		36.50	
T-67	17.50	08.00	13/08/97	10.00	14.00	7.00	3.00		34.00	
T-68	17.70	08.00	13/08/97	10.00	15.00	7.00			32.00	
T-69	17.70	08.00	13/08/97	10.00	15.00	7.00			32.00	
TOTALES	1.139.90			559.00	642.50	151.50	29.00		1.382.00	

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S. A.
 Supervision Huanuco-Tingo Maria



GEOTECNICA S. A.

Armas

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

031

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA Nº 13C-I

Nº DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-01	22.90	05.00	27/08/97	7.00	6.00				13.00	
T-02	23.00	06.00	27/08/97	7.00	10.00				17.00	
T-03	23.00	06.00	30/05/97	7.00	3.00				10.00	
T-04	23.40	06.00	30/06/97	7.00	4.00				11.00	
T-05	23.20	06.00	30/06/97	6.00	2.00				8.00	
T-06	22.70	06.00	30/06/97	6.00	6.00				12.00	
T-07	22.70	06.00	30/06/97	5.00	5.00				10.00	
T-08	22.60	06.00	30/06/97	7.00	3.00				10.00	
T-09	22.60	06.00	27/08/97	6.00	5.00				11.00	
T-10	22.60	06.00	27/08/97	6.00	6.00				12.00	
T-11	21.90	06.00	27/08/97	6.00	4.00				10.00	
T-12	21.90	06.00	27/08/97	6.00	11.00	6.00			23.00	
T-13	22.80	06.00	23/08/97	6.00	6.00				12.00	
T-14	22.80	06.00	23/08/97	6.00	6.00				12.00	
T-15	21.40	06.00	30/06/97	5.00	3.00				9.00	
T-16	21.80	06.00	30/06/97	6.00	4.50				10.50	
T-17	21.80	06.00	23/08/97	6.00	6.00				12.00	
T-18	21.20	06.00	23/08/97	6.00	11.00	10.00	5.00		32.00	
T-19	21.20	06.00	27/08/97	7.00	6.00				13.00	
T-20	21.40	06.00	23/08/97	6.00	10.00	4.00			20.00	
T-21	21.40	06.00	23/08/97	6.00	9.00	3.00			18.00	
T-22	21.40	06.00	23/08/97	6.00	7.00				13.00	
T-23	22.20	06.00	23/08/97	6.00	6.00				12.00	
T-24	22.20	06.00	23/08/97	6.00	6.00				12.00	
T-25	22.20	06.00	20/09/97	8.00	6.00	6.00	8.00		28.00	
T-26	21.80	06.00	20/09/97	8.00	3.00				11.00	
T-27	21.80	06.00	20/09/97	8.00	4.00				12.00	
T-28	21.40	06.00	18/09/97	8.00	6.00	2.00			16.00	
T-29	21.40	06.00	18/09/97	8.00	6.00	1.50			15.50	
T-30	21.70	06.00	18/09/97	8.00	6.00	1.00			15.00	
T-31	21.70	06.00	17/09/97	8.00	5.00	4.50			17.50	
T-32	21.70	06.00	17/09/97	3.00	6.00				9.00	
T-33	21.40	06.00	23/09/97	8.00	6.00	2.00			16.00	
T-34	21.50	06.00	23/09/97	9.00	6.00	1.50			16.50	
T-35	21.80	06.00	23/09/97	8.00	3.00				11.00	

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervisión Huanuco-Tingo Maria

Ing. Jorge Hernández G.
 Jefe Supervisión de Obras



GEOTECNICA S.A.

Ing. EDMAR BRIONES FUJIZ
 C.I.P. N° 26380
 Residente

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

032

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 13C-I

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAJINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-36	21.90	06.00	23/09/97	8.00	3.00				11.00	
T-37	22.20	06.00	23/09/97	8.00	3.50				11.50	
T-38	22.50	06.00	22/09/97	8.00	3.00				11.00	
T-39	22.10	06.00	22/09/97	8.00	6.00	5.00			19.00	
T-40	22.70	06.00	22/09/97	8.00	6.00				14.00	
TOTALES	833.90			277.00	225.00	46.50	13.00	-	561.50	

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervisión Huanuco-Tingo Maria

José Maléndez G.
 Jefe Supervisión de Obra



GEOTECNICA S. A.

Edmar Graña Ruiz
 Ing. EDMAR GRAÑA RUIZ
 O.L.P. N° 28380
 Residente

OBRA : REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO : MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

287

033

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 13C-II

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-01	23.10	06.00	7/07/97	7.00	8.50	4.00	1.50		21.00	
T-02	23.10	06.00	7/07/97	7.00	10.50	4.00			21.50	
T-03	22.60	05.00	7/07/97	7.00	5.00				12.00	
T-04	22.60	05.00	7/07/97	7.00	1.00				8.00	
T-05	22.90	06.00	7/07/97	7.00	3.00				10.00	
T-06	22.90	06.00	9/07/97	7.00	11.00	9.00	4.00		31.00	
T-07	22.90	06.00	13/08/97	10.00	10.00				20.00	
T-08	22.90	06.00	14/06/97	10.00	12.00	5.00	3.00		30.00	
T-09	22.60	06.00	13/06/97	10.00	6.00	2.00			18.00	
T-10	22.60	06.00	12/06/97	10.00	12.00	2.00			24.00	
T-11	22.60	06.00	12/06/97	8.00	4.00				12.00	
T-12	22.60	06.00	12/06/97	8.00	1.00				9.00	
T-13	22.80	06.00	12/06/97	8.00	2.00				10.00	
T-14	22.80	06.00	12/06/97	8.00	3.00				11.00	
T-15	22.80	06.00	12/06/97	8.00	2.50				10.50	
T-16	22.80	06.00	12/06/97	8.00	3.50				11.50	
T-17	22.70	06.00	12/06/97	8.00	2.00				10.00	
T-18	22.70	06.00	12/06/97	8.00	2.00				10.00	
T-19	22.70	06.00	12/06/97	8.00	6.00				14.00	
T-20	23.40	06.00	12/06/97	8.00	2.00				10.00	
T-21	21.30	06.00	17/07/97	8.00	3.00				11.00	
T-22	20.90	06.00	16/07/97	8.00	8.50	2.50			19.00	
T-23	20.70	06.00	16/07/97	8.00	12.00	2.50			22.50	
T-24	20.70	06.00	15/07/97	8.00	6.50	2.00			16.50	
T-25	21.10	06.00	14/07/97	8.00	9.00	3.50			20.50	
T-26	21.10	06.00	14/07/97	8.00	2.00				10.00	
T-27	21.10	06.00	12/07/97	8.00	4.00				12.00	
T-28	21.10	06.00	10/07/97	8.00	5.00	2.00			15.00	
T-29	20.60	06.00	27/06/97	10.00	11.00				21.00	
T-30	20.60	06.00	27/06/97	10.00	1.50				11.50	
T-31	20.60	06.00	26/06/97	8.00	2.50				10.50	
T-32	20.60	06.00	26/06/97	8.00	5.50				14.50	
T-33	19.60	06.00	26/06/97	7.00	9.00				16.00	
T-34	19.60	06.00	26/06/97	7.00	2.50				9.50	
T-35	19.60	06.00	26/06/97	6.00	2.00				8.00	

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervision Huancayo-Tingo Maria

Ing. José Meléndez G
 Jefe Supervisión de Obra



GEOTECNICA S. A.

Edmar Braun

Ing. EDMAR BRAUN

C.I.P. N° 26397

Residente

OBRA REHABILITACION CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II
 PROPIETARIO MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACION -S, VIVIENDA Y CONTRUCCION
 CONTRATISTA : ASOCIACION GRAÑA Y MONTERO - COSAPI
 SUPERVISION : S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.

034

PARTE DIARIO DE INYECCIONES

ZONA CRITICA N° 13C-II

N° DE SONDEO	PROFUND. PERFOR. (m)	LONGITUD ANCLADA (m)	FECHA	INYECCION					TOTAL CEMENTO (BOLSAS)	
				VAINA	BULBO					
					1ra.FASE	2da.FASE	3ra.FASE	4ta.FASE		5ta.FASE
T-36	19.60	06.00	26/06/97	6.00	2.50				8.50	
T-37	20.00	06.00	26/06/97	6.00	2.00				8.00	
T-38	20.00	06.00	26/06/97	5.00	2.00				7.00	
T-39	20.00	06.00	26/06/97	5.00	2.00				7.00	
T-40	21.80	06.00	26/06/97	6.00	2.00				8.00	
T-41	18.80	06.00	9/07/97	7.00	12.00	5.50	3.00		27.50	
T-42	18.70	06.00	9/07/97	8.00	12.00	4.50	1.00		25.50	
T-43	18.90	06.00	8/07/97	8.00	12.00	9.00	3.00		32.00	
T-44	18.90	06.00	8/07/97	6.00	12.00	6.00			24.00	
T-45	18.30	06.00	8/07/97	7.00	12.00	2.00			21.00	
T-46	18.30	06.00	5/07/97	7.00	9.00	3.00			19.00	
T-47	18.30	06.00	5/07/97	7.00	11.00	1.00			19.00	
T-48	18.30	06.00	5/07/97	7.00	10.00	2.50			19.50	
T-49	18.60	06.00	5/07/97	7.00	11.00	2.00			20.00	
T-50	18.60	06.00	8/07/97	7.00	12.00	2.50			21.50	
T-51	18.60	06.00	5/07/97	7.00	4.00				11.00	
T-52	18.60	06.00	4/07/97	6.00	6.00				12.00	
T-53	20.80	06.00	4/07/97	6.00	3.00				9.00	
T-54	20.80	06.00	3/07/97	5.00	2.00				7.00	
T-55	20.80	06.00	3/07/97	5.00	2.00				7.00	
T-56	20.80	06.00	3/07/97	5.00	4.00				9.00	
T-57	19.40	06.00	3/07/97	6.00	4.00				10.00	
T-58	19.40	06.00	3/07/97	8.00	4.00				12.00	
T-59	19.40	06.00	3/07/97	8.00	2.00				10.00	
T-60	21.60	06.00	3/07/97	8.00	6.00				14.00	
TOTALES	1,252.60			445.00	352.50	76.50	15.50		889.50	

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervision Huanuco-Tingo Maria

José Meléndez G.
 Jefe Supervisión de Obra



GEOTECNICA S.A.

Edmar Branes Ruiz
 Ing. EDMAR BRANES RUIZ
 O.L.P. N° 20380
 Residente

ANEXO 04

**INFORME DE ANALISIS DE LA REVISION DE DISEÑO DE LA PLACA
ANCLADA ZONA CRITICA ZC 09**

CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA

ZONA CRITICA 9

INFORME DE ANALISIS DE LA REVISION DE DISEÑO DEL MURO ANCLADO ZC9

I. INTRODUCCIÓN.

El diseño original del muro anclado de la Zona Crítica 9 correspondía a un muro anclado con altura máxima de aproximadamente 4.5m, con dos líneas de anclajes a lo largo del mismo.

No obstante, en el tiempo transcurrido entre la elaboración del diseño y la contratación de los trabajos de la carretera, el derrumbe existente quedó sujeto a la acción de las lluvias, agrandándose la socavación de la pista. Como consecuencia, la Empresa Contratista presentó a consideración de la Supervisión una adaptación del diseño a la nueva situación existente, manteniendo las mismas condiciones adoptadas en el diseño original.

La obra actualmente necesaria, corresponde a un muro anclado con una longitud de 85m, con altura variable entre 1.5 y 9.5m. En el diseño preliminar revisado, la longitud de los anclajes se mantuvo igual al diseño original (11m), asimismo la extensión de los bulbos de anclaje (3m).

Paralelamente a la instalación de la Subcontratista para la ejecución del muro anclado, se realizó un sondeo rotativo con recuperación de testigos, de 15m de longitud, coincidente con la posición del anclaje T-53, para reconocimiento del terreno.

Este procedimiento está de acuerdo con lo considerado por la firma Proyectista para esta obra que, en el Volumen II-A, Proyecto de Estabilidad de Taludes, Tramo II, Zona Crítica No.9 (pág. 067), expresa lo siguiente: "Fue estimada la profundidad del tope rocoso y del nivel de anclaje en roca coherente...Esta estimación fue hecha admitiéndose el límite superior para la longitud de los anclajes, lo que significa que, al perforar el primer tirante, se puede evaluar la extensión real necesaria de los anclajes..."

El sondeo ha revelado que el subsuelo, hasta los 9.5m, se presenta como una marga (pizarra calcárea) medianamente alterada y extremadamente fracturada, resultando en fragmentos de roca del orden de los 5cm, y con RQD=0 (apesar de que la recuperación global de los testigos es del orden del 80%). De los 9.5 hasta los 11.4m la roca todavía se

presenta extremadamente fracturada, pero es poco alterada. De los 11.4m hasta el fin del sondeo, a los 15m, la roca se presenta muy fracturada, poco alterada y con RQD estimado en 10 a 20%.

De esta forma, el presente informe presenta la verificación del diseño revisado para las reales condiciones del subsuelo, con base en los datos del sondeo ejecutado en el sitio.

La definición de los tópicos aquí presentados es de extrema urgencia, una vez que los trabajos de construcción de los anclajes se encuentran paralizados, dependiendo de la definición por parte de la Supervisión de las longitudes de los anclajes para las condiciones actuales, conforme lo mencionado anteriormente.

2. ANALISIS DE LA SECCIÓN CRÍTICA (KM 483+260).

Para la realización de los análisis de estabilidad de la sección crítica, dentro de los mismos criterios adoptados en el diseño original, se examinaron los documentos del mismo, para verificación de las condiciones consideradas y adoptadas. De este examen resultaron las siguientes constataciones, referentes al diseño original:

- a) El subsuelo desde la superficie hasta la roca firme ha sido considerado con los siguientes parámetros: densidad = 1.8 t/m³; cohesión = 1.3 t/m²; ángulo de fricción = 20 grados; coeficientes sísmico horizontal y vertical de 0.14 y 0.05, respectivamente; nivel de agua abatido, por efecto de los drenes horizontales profundos proyectados.
- b) Exigencia de factores de seguridad mínimos de 1.5 para condición estática y de 1.1 para condición sísmica.
- c) En los análisis de estabilidad, la fuerza de anclaje calculada para obtener los factores de seguridad mínimos exigidos, se adoptó anclajes de 35 tf espaciados de 3.5m entre sí, conforme indicado en las especificaciones técnicas.
- d) La longitud preliminarmente estimada de los anclajes (a comprobar durante su ejecución) fue de 10m para los anclajes inferiores y de 12m para los superiores, incluyendo bulbos de 3m de longitud.

En los presentes análisis se consideraron las mismas condiciones mencionadas en los ítems a) y b), pero se consideran las condiciones actuales del subsuelo, las cuales definen la altura del muro anclado y el perfil del terreno, determinado por los levantamientos topográficos. De igual manera, se utilizó el mismo programa computacional STABL5M empleado en el diseño para los análisis de estabilidad de taludes.

Para el efecto, se seleccionó para análisis la sección de mayor altura del muro (9.5m), ubicada en el km 483+260, aproximadamente coincidente con la sección AA del diseño original.

Los análisis siguieron el modelo geológico-geotécnico representado en la Figura No.1, anexa, en la cual se presenta la situación topográfica existente, el resultado del sondeo en el anclaje T-53 y la posición del muro a construir.

Los bulbos de los anclajes fueron ubicados en el macizo de roca poco alterada y muy fracturada, con una longitud de 6m, considerada la necesaria para resistir a la carga máxima a ser aplicada en los ensayos de calificación de algunos de los anclajes. En consecuencia, la longitud total de los anclajes varía desde 14m hasta 17m. La carga de trabajo de los anclajes es igual a 35 tf y el espaciamiento horizontal entre los mismos es de 3.5m.

Uno de los casos analizados, denominado TMARIA9D, corresponde a la situación presentada en la Figura No.1, en que para la parte de relleno y de roca alterada se consideraron los mismos parámetros adoptados en los análisis del diseño original y para la roca no alterada los parámetros fueron: densidad de 2.5 t/m³, cohesión de 10 t/m² y ángulo de fricción de 38 grados. Los coeficientes sísmicos fueron igualmente de 0.14 (horizontal) y 0.05 (vertical). La búsqueda de la superficie crítica se hizo de modo automático por el programa, por la generación de superficies hasta el contacto con la roca no alterada, resultando un factor de seguridad mínimo de 1.54, considerado satisfactorio.

Fue también analizado otro caso, denominado TMARIA9C, en el cual se adoptan las mismas condiciones del caso anterior, pero analizando una superficie de falla correspondiente a la ruptura por el contacto entre el relleno a construir y la actual superficie del terreno, resultando un factor de seguridad mínimo de 1.7.

Los resultados de ambos casos mencionados son presentados en anexo.

3. CONCLUSIONES.

En vista de los resultados obtenidos, el diseño preliminar revisado es satisfactorio con relación al número, posición y capacidad de los anclajes.

No obstante, considerando las condiciones reales del macizo, conocido como resultado del sondeo de investigación ejecutado, se recomienda adoptar las longitudes para los anclajes, según lo indicado en la Figura No.1 anexa.

En el siguiente Cuadro se presenta un listado de los anclajes del muro de la Zona Crítica No.9, con sus longitudes de tramos libres, de bulbos y de extensión necesaria para la ejecución del tensado, y la longitud total de los anclajes de cada línea.

METRADOS DE ANCLAJES - ZONA CRITICA No.9

LINEA No.	TRAMO LIBRE (m)	TRAMO ANCLADO (m)	LONG. DE PERFOR. (m)	TRAMO PARA TENSADO (m)	LONGITUD POR ANCLAJE (m)	No. DE ANCLAJES	TOTAL (m)
1	11	6	17	1	18	26	468
2	10	6	16	1	17	21	357
3	9	6	15	1	16	14	224
4	8	6	14	1	15	4	60
					TOTAL	65	1109

De igual manera, manteniendo los mismos criterios del diseño original, en lo que se refiere al sistema de drenaje, se ha adecuado el número de drenes profundos, en razón del aumento de la extensión del muro, lo que resulta la previsión de 17 drenes, con longitud de 15m cada uno.

by
Purdue University

---Slope Stability Analysis---
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 17-9-96
Time of Run:
Run By: MK
Input Data Filename: TMARIA9D
Output Filename: TMARIA9D.OUT

PROBLEM DESCRIPTION TMARIA9D - MURO H=9.5M T=35T, E=3.5
M, RANDOM

BOUNDARY COORDINATES

4 Top Boundaries
5 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (ft)	Y-Left (ft)	X-Right (ft)	Y-Right (ft)	Soil Type Below Bnd
1	.00	3.30	3.00	5.00	
2	3.00	5.00	3.30	14.40	
	3.30	14.40	16.40	14.40	
	16.40	14.40	17.50	16.50	2
5	10.00	.00	16.40	14.40	

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (pcf)	Saturated Unit Wt. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (psf)	Prog. Surface No.
1	1800.0	1900.0	1300.0	20.0	.00	.0	
2	2600.0	2600.0	10000.0	30.0	.00	.0	

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water =1000.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (ft)	Y-Water (ft)
1	3.00	5.00
2	20.00	7.00

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of .140 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient Of .050 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = 10000.0 psf

TIEBACK LOAD(S)

4 Tieback Load(s) Specified

Tieback No.	X-Pos (ft)	Y-Pos (ft)	Load (lbs)	Spacing (ft)	Inclination (deg)	Length (ft)
1	3.03	6.00	35000.0	3.5	15.00	8.0
2	3.11	8.50	35000.0	3.5	15.00	9.0
3	3.19	11.00	35000.0	3.5	15.00	10.0
4	3.27	13.50	35000.0	3.5	15.00	11.0

NOTE - An Equivalent Line Load Is Calculated For Each Row Of Tiebacks Assuming A Uniform Distribution Of Load Horizontally Between Individual Tiebacks.

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

Janbus Empirical Coef. is being used for the case of c & ϕ both = 0
60 Trial Surfaces Have Been Generated.

30 Surfaces Initiate From Each Of 2 Points Equally Spaced
Along The Ground Surface Between $X = 3.00$ ft.
and $X = 3.10$ ft.

Each Surface Terminates Between $X = 7.00$ ft.
and $X = 16.00$ ft.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
At Which A Surface Extends Is $Y = 2.00$ ft.

2.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Restrictions Have Been Imposed Upon The Angle Of Initiation.

The Angle Has Been Restricted Between The Angles Of -15.0
And -5.0 deg.

Factor Of Safety Calculation Has Gone Through Ten Iterations

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical
First.

**** Safety Factors Are Calculated By The Modified Janbu Method ****

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.00	5.02
	4.99	4.82
3	6.98	5.00
	8.91	
5	10.71	6.41
6	12.32	7.59
7	13.69	9.05
8	14.77	10.74
9	15.52	12.59
10	15.89	14.40

*** 1.547 ***

Individual data on the 12 slices

Width Ft(m)	Weight Lbs(kg)	Water Force		Tie Force		Earthquake Force		
		Top Lbs(kg)	Bot Lbs(kg)	Norm Lbs(kg)	Tan Lbs(kg)	Hor Lbs(kg)	Ver Lbs(kg)	Surcharge Load Lbs(kg)
.1	151.1	.0	.0	98.1	9.2	21.2	7.6	.0
.2	2386.7	.0	5.5	415.7	91.8	334.1	119.3	.0
1.7	28943.0	.0	386.2	3363.8	3122.7	4052.0	1447.2	.0
2.0	34114.0	.0	873.0	2605.0	3145.6	4776.0	1705.7	.0
1.9	31752.4	.0	628.2	1968.2	2504.5	4445.3	1587.6	.0
.4	6969.2	.0	39.7	456.5	500.7	975.7	348.5	.0
1.4	20324.8	.0	.0	1137.2	1485.2	2845.5	1016.7	.0
1.6	21436.0	.0	.0	1338.6	1580.5	3001.0	1071.8	.0
1.4	14948.7	.0	.0	1161.5	1252.9	2092.8	747.4	.0
1.1	8745.3	.0	.0	1023.3	988.6	1224.3	437.3	.0
.8	3716.3	.0	.0	906.1	772.7	520.3	185.8	.0
.4	610.2	.0	.0	746.8	549.9	85.4	30.5	.0

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point X-Surf Y-Surf

No.	(ft)	(ft)
1	3.00	5.02
2	4.99	4.82
3	6.98	5.00
4	8.91	5.54
5	10.70	6.42
6	12.31	7.61
7	13.66	9.08
8	14.73	10.78
9	15.47	12.64
10	15.81	14.40

*** 1.554 ***

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.00	5.02
2	4.99	4.82
3	6.98	4.99
4	8.91	5.52
5	10.71	6.40
6	12.31	7.59
	13.68	9.06
	14.74	10.75
9	15.49	12.61
10	15.84	14.40

*** 1.555 ***

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.00	5.02
2	4.99	4.80
3	6.98	4.97
4	8.91	5.50
5	10.70	6.39
6	12.30	7.60
7	13.64	9.08
	14.68	10.79
9	15.38	12.66
10	15.67	14.40

*** 1.583 ***

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.00	5.02
2	4.99	4.79
3	6.98	4.94
4	8.91	5.46
5	10.71	6.33
6	12.32	7.52
7	13.67	8.99
8	14.73	10.69
9	15.44	12.56
10	15.77	14.40

*** 1.588 ***

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.00	5.02
2	4.98	4.76
3	6.98	4.89
4	8.91	5.40
5	10.72	6.27
6	12.32	7.46
7	13.67	8.94
8	14.71	10.65
9	15.40	12.53
10	15.71	14.40

*** 1.617 ***

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.00	5.02
2	4.99	4.78
3	6.98	4.93
4	8.91	5.46
5	10.70	6.36
6	12.28	7.58
7	13.60	9.08
8	14.60	10.81
9	15.25	12.71
10	15.49	14.40

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.00	5.02
2	4.98	4.76
	6.98	4.88
	8.91	5.39
5	10.72	6.25
6	12.32	7.45
7	13.66	8.93
8	14.70	10.64
9	15.38	12.52
10	15.68	14.40
***	1.628	***

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

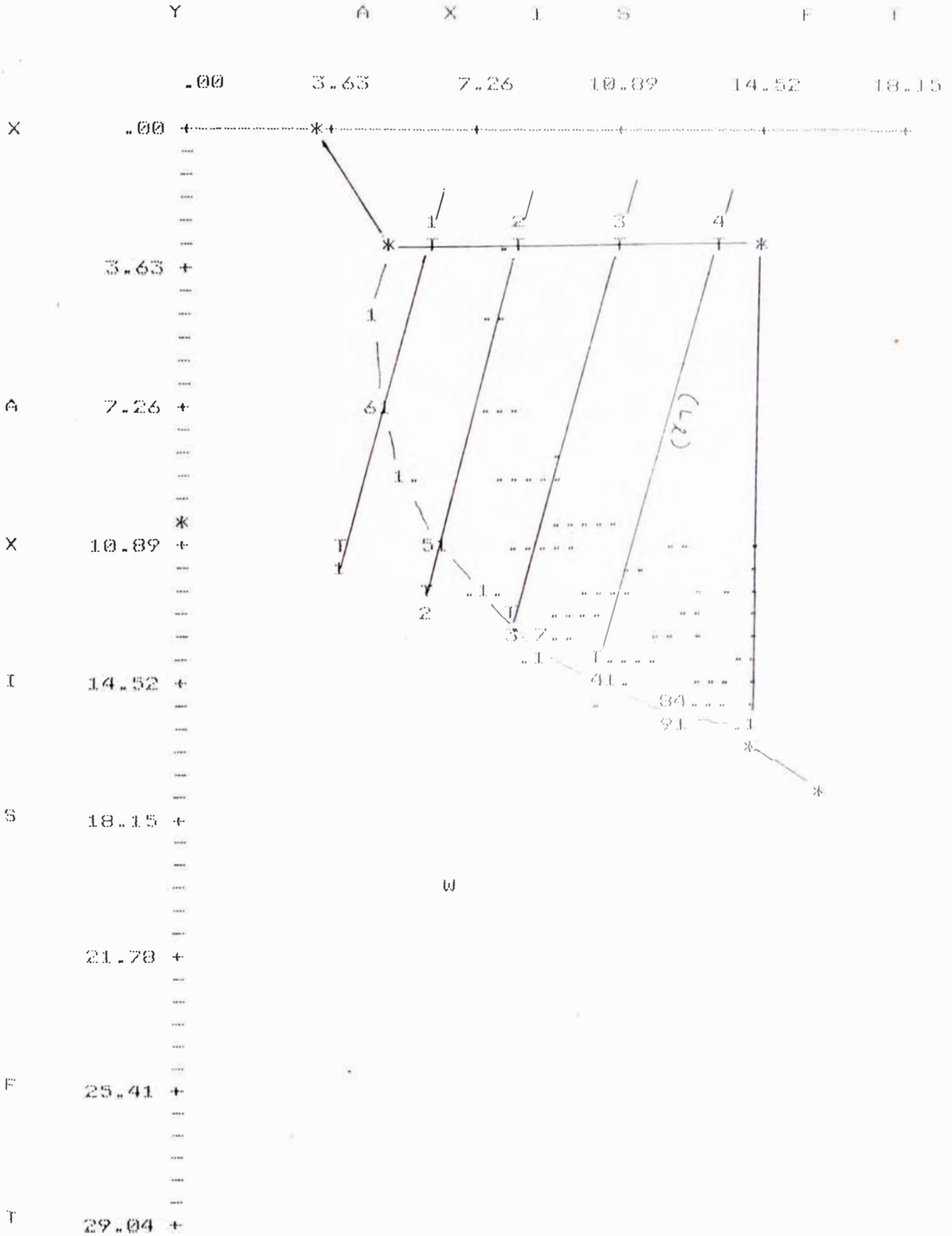
Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.00	5.02
2	4.98	4.76
3	6.98	4.89
4	8.92	5.39
5	10.72	6.25
6	12.33	7.45
7	13.68	8.92
8	14.73	10.62
9	15.43	12.50
	15.75	14.40
***	1.630	***

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.00	5.02
2	4.98	4.76
3	6.98	4.89
4	8.91	5.41
5	10.71	
6	12.29	7.51
7	13.62	9.01
8	14.62	10.74

10 15.27 12.63
 10 15.52 14.40

*** 1.644 ***



by
Purdue University

---Slope Stability Analysis---
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 17-9-96
Time of Run:
Run By: MK
Input Data Filename: TMARIA9C
Output Filename: TMARIA9C.OUT

PROBLEM DESCRIPTION TMARIA9C - ZC9, MURO H=9.5M, T=35T, E=3.5M, RUPT. POR RELLENO, SUP.ESPECIF.

BOUNDARY COORDINATES

4 Top Boundaries
5 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (ft)	Y-Left (ft)	X-Right (ft)	Y-Right (ft)	Soil Type Below Bnd
1	.00	3.30	3.00	5.00	1
2	3.00	5.00	3.30	14.40	1
3	3.30	14.40	16.40	14.40	1
4	16.40	14.40	17.50	16.50	2
5	10.00	.00	16.40	14.40	2

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (pcf)	Saturated Unit Wt. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (psf)	Piez. Surface No.
1	1800.0	1900.0	1300.0	20.0	.00	.0	1
2	2600.0	2600.0	10000.0	38.0	.00	.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit weight of Water =1000.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (ft)	Y-Water (ft)
1	3.00	5.00
2	20.00	7.00

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of .140 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient Of .050 Has Been Assigned

Cavitation Pressure =10000.0 psf

TIEBACK LOAD(S)

4 Tieback Load(s) Specified

Tieback No.	X-Pos (ft)	Y-Pos (ft)	Load (lbs)	Spacing (ft)	Inclination (deg)	Length (ft)
1	3.03	6.00	35000.0	3.5	15.00	8.0
2	3.11	8.50	35000.0	3.5	15.00	9.0
3	3.19	11.00	35000.0	3.5	15.00	10.0
4	3.27	13.50	35000.0	3.5	15.00	11.0

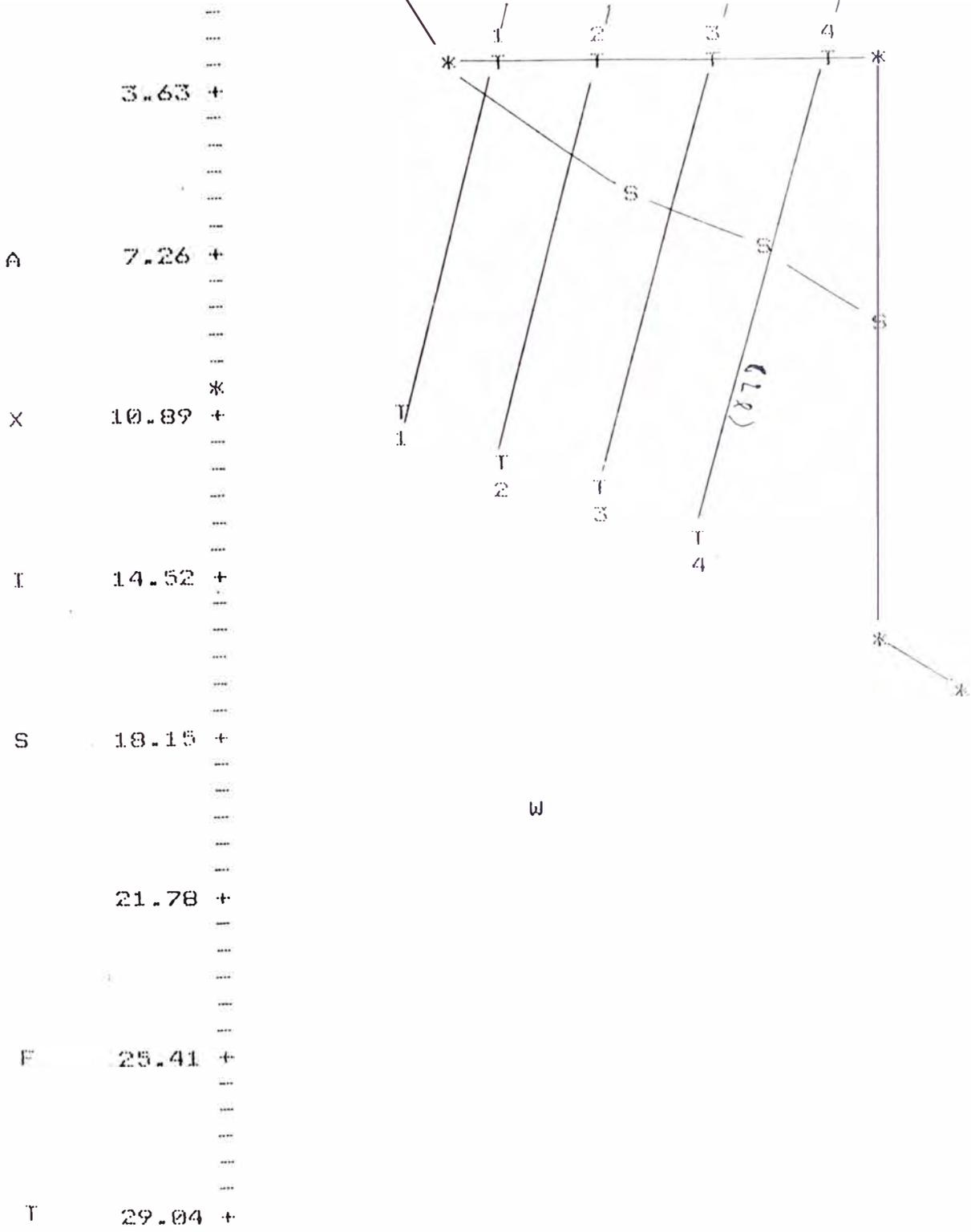
NOTE - An Equivalent Line Load Is Calculated For Each Row Of Tiebacks Assuming A Uniform Distribution Of Load Horizontally Between Individual Tiebacks.

Trial Failure Surface Specified By 4 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.00	5.00
2	6.00	9.00
	7.50	12.00
	9.20	14.40

Factor Of Safety For The Preceding Specified Surface 1.704





ANEXO 05

INFORME DE ANALISIS DE LA REVISION DE DISEÑO DE LA PLACA

ANCLADA ZONA CRITICA ZC 10

CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA

INFORME DE EVALUACION DEL MURO ANCLADO

ZONA CRITICA ZC-10

1.0. INTRODUCCION

El diseño original del muro anclado de la ZC-10 necesitó de una revisión para su adaptación a las actuales condiciones del terreno, debido a la continuidad de los procesos de derrumbe y erosión del terreno, en el período transcurrido entre la elaboración del diseño y la licitación para la rehabilitación de la carretera.

Adicionalmente, se ha realizado un sondeo en el sitio, para reconocimiento de las condiciones reales del macizo donde se instalarán los anclajes, obteniéndose informaciones que no eran conocidas en la oportunidad de elaboración del diseño original.

Siguiendo los mismos criterios de cálculo, parámetros de resistencia de los suelos, capacidad de los anclajes y espaciamiento entre los mismos, establecidos en el diseño original, la empresa contratista de la rehabilitación elaboró un diseño adaptado a las condiciones actuales del terreno, el cual es objeto de la presente evaluación, realizada a través de análisis de estabilidad. Asimismo se hacen las recomendaciones referentes a la longitud de los anclajes y de los respectivos bulbos, en función de las características del terreno y de las superficies críticas de falla reveladas por los análisis.

2. RESULTADOS DEL SONDEO DE INVESTIGACION

Los resultados del sondeo de investigación realizado en el sitio, coincidentemente con la posición de uno de los anclajes de la línea superior, en el Km 484+946, son presentados en el Registro de Sondeo Rotativo de la Figura 1, anexo.

Se observa que existe una zona superficial de roca gneílica fuertemente alterada (grados A3-4) y muy fracturada (grado F4), muy micacea y con fracturas fuertemente

alteradas y oxidadas. El porcentaje de recuperación de esta zona es mediano, del orden de 40 a 60%, alternando zonas más y menos alteradas. Esta zona se extiende hasta aproximadamente 6.35 m de la posición prevista del muro a construir.

A continuación de esta zona, y hasta los 13.40 m de longitud, la roca se presenta aún muy variable, con grado F3-4 de fracturación y grado A3 de alteración, con porcentajes de recuperación mínimo de 60%, pero con RQD variable de 0 a 40%. Las fracturas son rellenadas con arcilla.

Solamente abajo de los 13.40 m y hasta el fin del sondeo a los 14.90 m los grados de fracturación y de alteración mejoraron a F2 y A2 respectivamente, pero el RQD sigue siendo de 40% como máximo.

Los límites inferidos entre las zonas de características geotécnicas diferenciadas son indicados en la sección de la Figura 4, también anexa.

De esa forma, la calidad de la roca no confirma las condiciones previstas en el diseño original, exigiendo el ajuste de la longitud de los bulbos y por consiguiente de los anclajes.

3. CONDICIONES ADOPTADAS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Fueron realizados análisis de estabilidad con el programa computacional STABL, considerando una sección del muro anclado con 6 m de altura, bajo las mismas condiciones básicas establecidas en el diseño original.

De esta forma, los coeficientes sísmicos horizontal y vertical tienen valores de 0.15 y 0.05, respectivamente y los anclajes tienen inclinación de 15 grados con la horizontal.

Los parámetros geotécnicos considerados para el relleno o para el coluvial, denominados de Suelo 1 adoptados por la proyectista son cohesión de 1.6 tm² y ángulo de fricción de 20 grados, los cuales han sido mantenidos en estos análisis.

La roca muy alterada y fracturada, con fracturas muy alteradas y con relleno arcilloso, que se extiende hasta los 6.35 m del sondeo, fue denominada como Suelo 2, inexistente en los análisis del diseño original, requiriendo la adopción de parámetros geotécnicos. Por sus malas características geotécnicas sus parámetros de resistencia fueron adoptados iguales al Suelo 1.

Con relación a la roca abajo de los 6.35 m, con RQD máximo de 40%, los parámetros adoptados, debido a sus grados de fracturación y de alteración de la roca y de las fracturas, son los siguientes: densidad natural de 2.5 t/m³ y densidad saturada de 2.6 t/m³, cohesión de 5 t/m² y ángulo de fricción de 35 grados.

Adicionalmente, se consideraron los siguientes factores: a) napa freática correspondiente a una condición con drenaje, pero bajo lluvias persistentes; b) sobrecarga debido al tráfico, de 2 t/m² y c) 2 líneas de anclajes, ubicadas a cotas de 1 m y 3.8 m abajo del tope del muro, aproximadamente con 35 ton de carga en cada anclaje, espaciados horizontalmente de 2.8 m. El muro tiene altura máxima de 5 m, aproximadamente.

La situación analizada del subsuelo está representada en el Perfil Geomecánico de la Figura 3, anexa.

4. RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Para la realización del análisis de estabilidad del talud con muro anclado conforme anteriormente indicado se adoptó una extensión libre de los anclajes, respectivamente de 6 m y 8 m para las líneas Inferior (T1) y superior (T2), longitudes estas que serían reevaluadas caso las superficies de falla potenciales pasarán abajo de los anclajes.

El caso TMARIOJ, realizado conforme las condiciones anteriormente indicadas, reveló que el muro anclado propuesto en el diseño revisado presenta suficiente seguridad, inclusive en las condiciones sísmicas adoptadas, con Factor de Seguridad calculado de 2.77. Las superficies de falla no han sobrepasado los tramos libres de los anclajes, ubicándose a distancias de 3 a 4 m aproximadamente de la extremidad inferior de los tramos libres de los anclajes, que es la distancia normal y mínima a observar.

La salida del cálculo computacional se presenta en anexo.

5. LONGITUD DEL BULBO DE ANCLAJE

Considerando que el material donde será fijado el bulbo del anclaje posee $RQ < 60$, la longitud mínima del tramo anclado es de 6.0m, conforme cálculos presentados en los Informes anteriores.

6. CANTIDAD DE ANCLAJES

La cantidad de anclaje en el muro de la ZC-10, es de 15 unidades, conforme se presenta en la Figura N° 6.

7. LONGITUD TOTAL DE LOS ANCLAJES

Conforme se indica en la Figura N° 5, las longitudes de los anclajes son los siguientes:

LINEA	LONG. LIBRE	LONG. ANCLADA	TRAMO P/TENSADO	LONG. TOTAL
Superior	8.0m	6.0m	1.0m	15.0m
Inferior	6.0m	6.0m	1.0m	13.0m

El metrado total de los anclajes es el siguiente:

LINEA	CANT. DE ANCLAJES	LONG. DE ANCLAJE	LONGITUD TOTAL
Superior	8.0	15.0m	120.0m
Inferior	7.0	13.0m	91.0m

			211.0m

8. PROTECCIÓN DE PARTE DEL TRAMO LIBRE DEL ANCLAJE

Considerando que la situación actual del talud se requiere la ejecución de relleno por detrás del muro, recomendamos que la parte del tramo libre del anclaje que quede dentro del relleno sea protegida por un tubo de acero HW o PVC clase 15 con diámetro mínimo de $\phi 4"$, para evitar daños de los anclajes por los equipos de movimiento de tierra y compactación.

En la figura N° 5 y 6 se presenta la posición recomendada de los anclajes.

Ese asunto deberá ser analizado por la Supervisión para la respectiva aprobación.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se verifica que el proyecto revisado en consideración presenta Factores de Seguridad suficientes y satisfactorios.

La longitud recomendada de los tramos libres de los anclajes (desde la cara del muro) es de 6 m para la línea inferior y de 8 m para línea superior.

Considerando la calidad del macizo rocoso, muy alterado y fracturado, con fracturas alteradas y rellenadas de arcilla, con RQD < 40%, y las cargas de prueba a ser aplicadas a los anclajes, se recomienda que los bulbos de anclajes tengan 6 m de longitud.

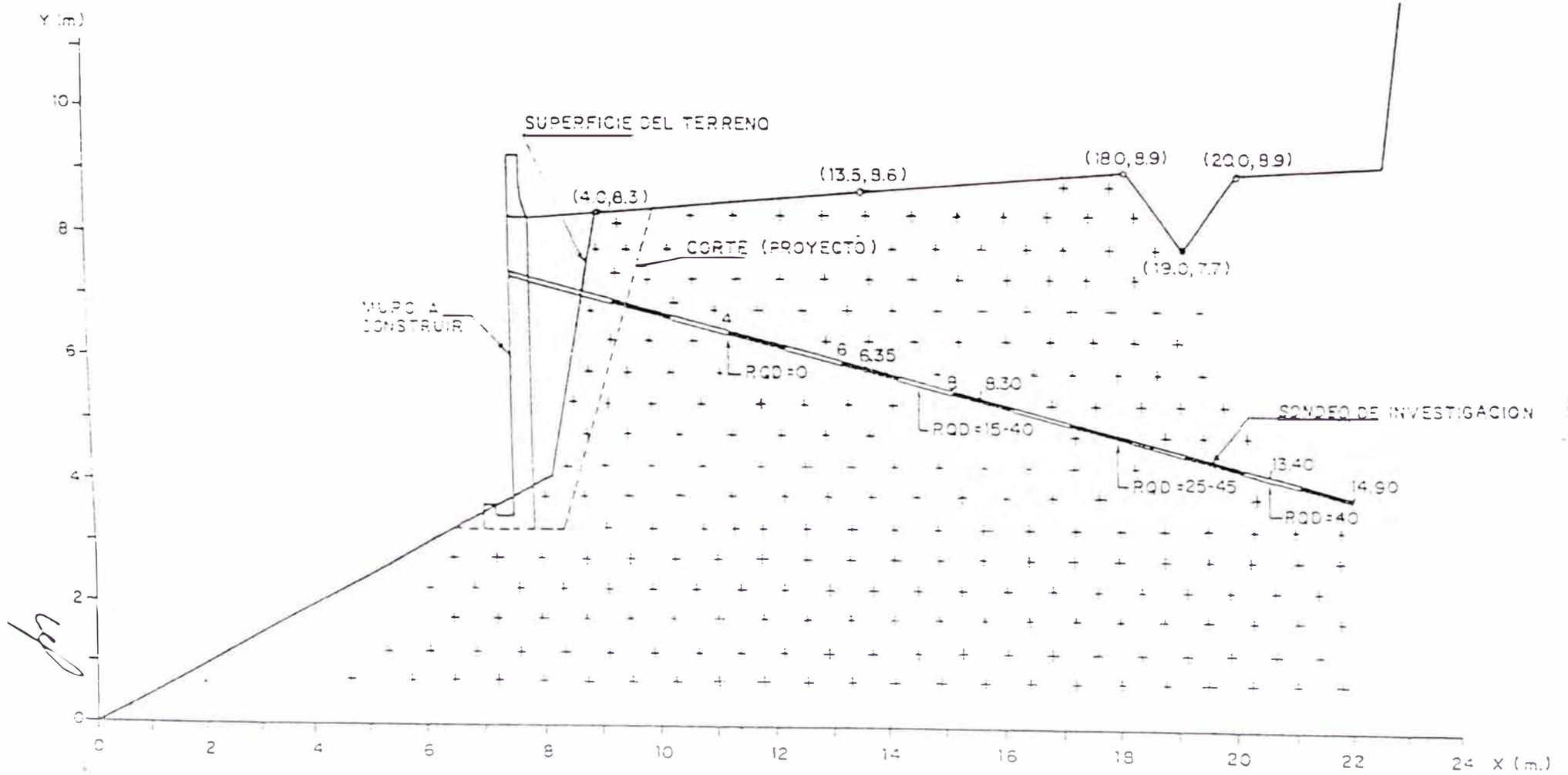
PROYECTO : CARRET. HUANUCO-TINGO MARIA-TRAMO II SONDEO N° : INVESTIGACION.
 UBICACION : ZONA CRITICA N° 10 PROFUNDIDAD : 14.90 m.
 COORDENADAS: N. _____ INCLINACION : 15° R/H
 E. _____
 COTA : _____ KM. 484 + 946

PROFUNDIDAD	AVANCE Ø PERFORACION	REVESTIMIENTO	% REC. AGUA	COTA (m.s.n.m.)	PERFIL	DESCRIPCION	FRACTURACION	ALTERACION	RECUPERACION R.O.D. R0 40 60 80
						MURO (PROYECTO)			
						RELLENO (PROYECTO)			
1.60		HW							
2.70									
3.50						MACIZO ROCOSO, ROCA METAMORFICA GNEIS, CON FOLIACION MICACEA, COLOR GRIS CON ABUNDANTE MUSCOVITA Y A P. LAS SUPERFICIES DE FRACTURAMIENTO SE ENCUENTRAN FUERTEMENTE OXIDADAS. R.O.D. = 0	F4	A3-4	
5.00			0.00						
6.35	HQ								
6.85						GNEIS CON FRACTURAMIENTO INTENSO EN CUYAS SUPERFICIES SE OBSERVA PRESENCIA DE ARCILLA R.O.D. = 15-40%	F3-4	A3	
7.60									
8.30									
9.20						PERSISTENCIA DEL GNEIS FOLIADO CON FUERTE FRACTURAMIENTO CONJUGADO Y UN R.O.D. = 45% COMO VALOR MAXIMO MODERADAMENTE ALTERADO	F3	A3	
10.20									
11.20									
12.20									
13.20									
14.20						GNEIS FOLIADO CON BUENA RECUPERACION R.O.D. = 40%	F2	A2	
15.20									

FIGURA N° 1 *up*

(Km. 484 + 946)

FIGURA N° 2



 GNEIS CON FOLIACION

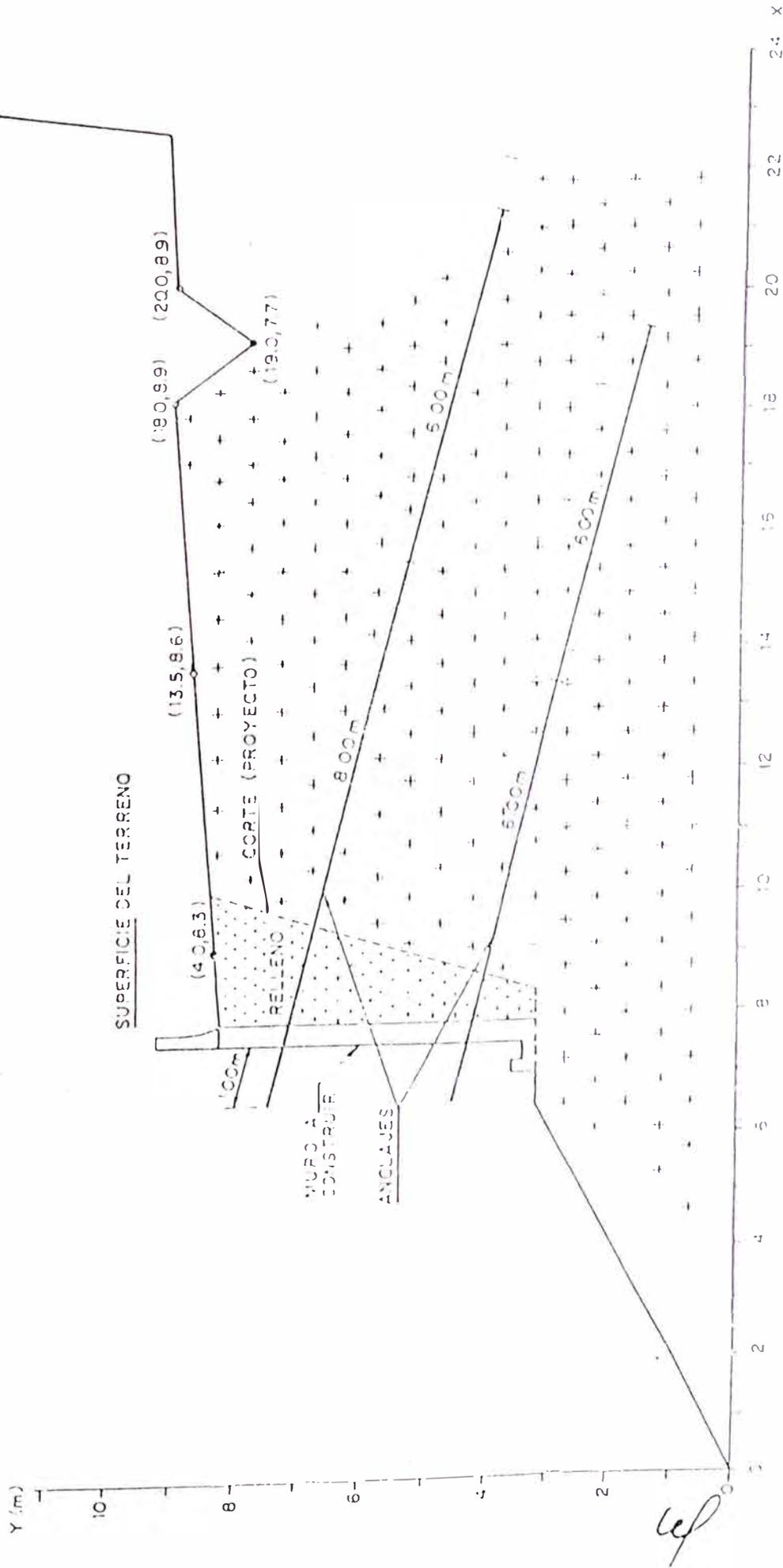
22-NOV-96

ESCALA=1:100

13

(Km. 484 + 946)

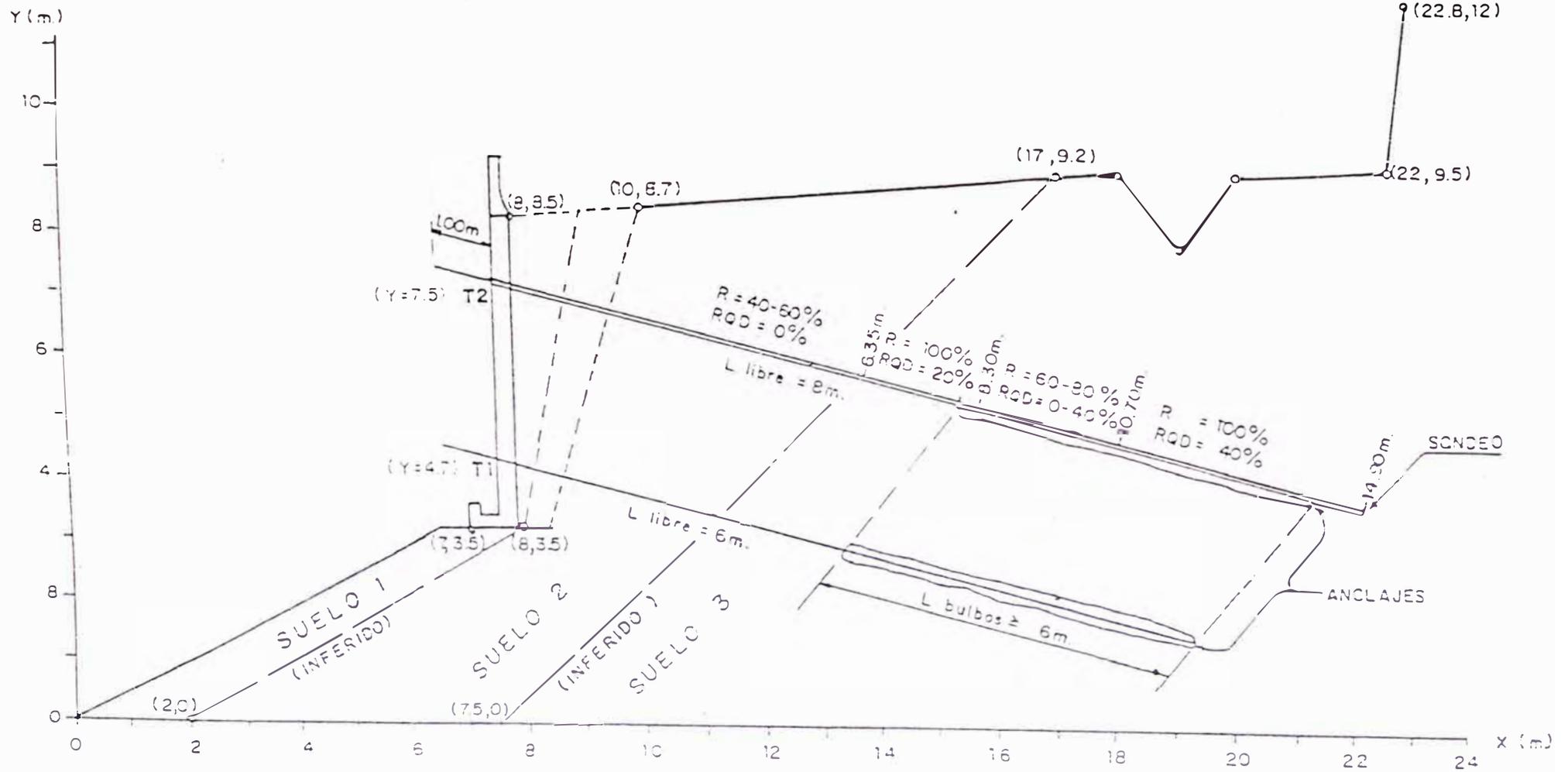
FIGURA N° 3



GEOTECNICA S.A.
 22-NUM-92

ESCALA=1:1000

FIGURA N° 4



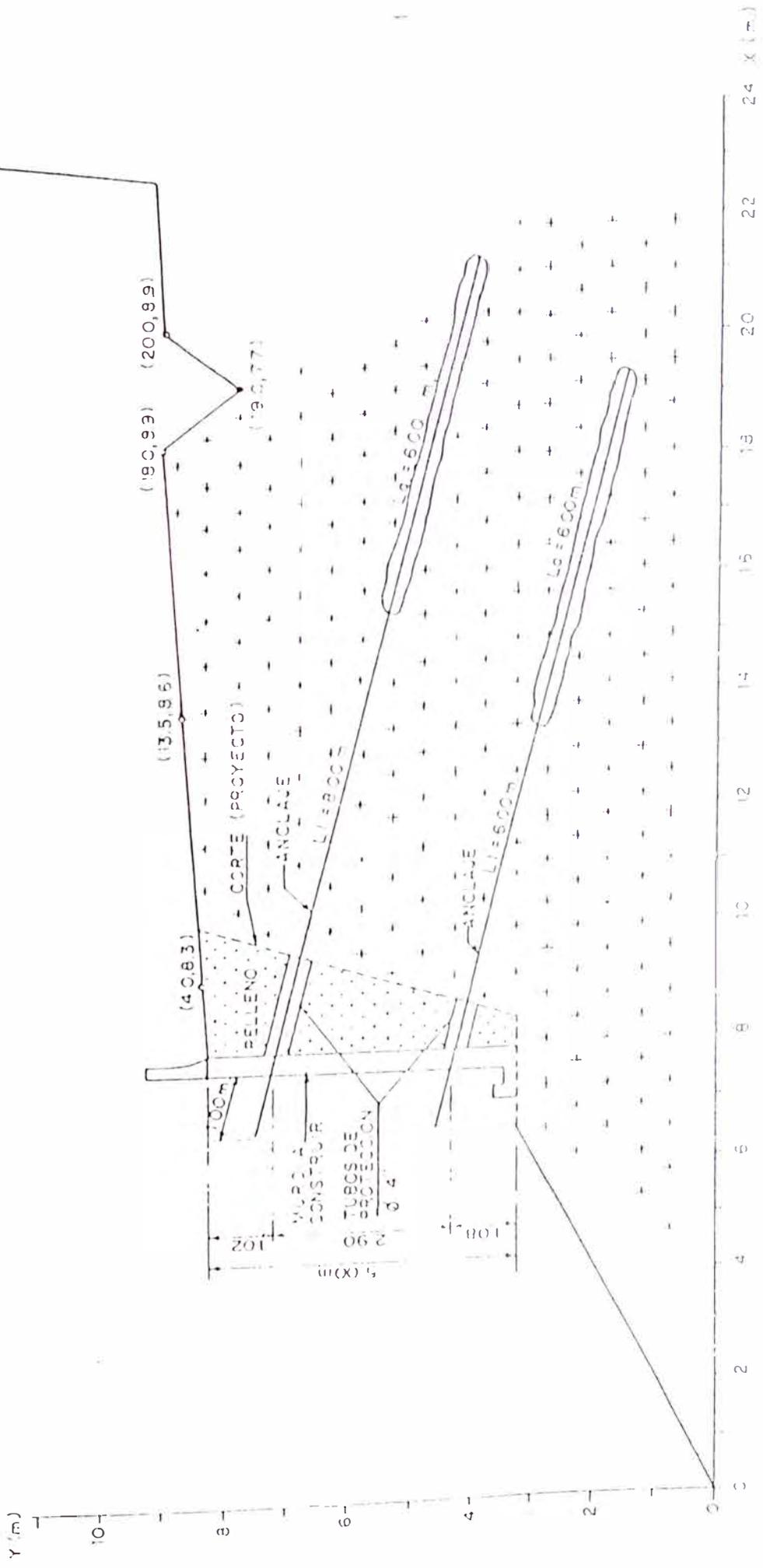
Wp

25-NOV-96

ESCALA = 1:100

(Km. 484 + 946)

FIGURA N° 5



+ + + ANCLAJE
+ + + ANCLAJE CON FOLACION
 RELLENO

ESCALA: 1:1000

by
Purdue University

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 20-11-96
Time of Run:
Run By:
Input Data Filename: TMAR10J
Output Filename: TMAR10J.OUT

PROBLEM DESCRIPTION TMAR10J-ESTAB. 2 LINEAS ANCL. 35T, EXTENS
ION LIMITADA, SISNO

BOUNDARY COORDINATES

6 Top Boundaries
9 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (ft)	Y-Left (ft)	X-Right (ft)	Y-Right (ft)	Soil Type Below Bnd
1	.00	.00	7.00	3.50	1
2	7.00	3.50	8.00	8.50	1
3	8.00	8.50	10.00	8.70	1
4	10.00	8.70	17.00	9.20	2
5	17.00	9.20	22.00	9.50	3
6	22.00	9.50	22.80	12.00	3
7	2.00	.00	8.00	3.50	2
8	8.00	3.50	10.00	8.70	2
9	7.50	.00	17.00	9.20	3

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

3 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt (pcf)	Saturated Unit Wt (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (psf)	Piez. Surface No.
1	1800.0	1900.0	1600.0	20.0	.00	.0	
2	1800.0	1900.0	1600.0	20.0	.00	.0	
3	2500.0	2600.0	5000.0	35.0	.00	.0	

PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 1000.00

Piezometric Surface No. Specified by 5 Coordinate Points

Point No.	X-Water (ft)	Y-Water (ft)
1	0.00	0.00
2	8.00	3.50
3	9.00	7.00
4	11.00	8.00
5	22.00	9.50

BOUNDARY LOAD(S)

Load(s) Specified

Load No	X-Left (ft)	X-Right (ft)	Intensity (lb/6qft)	Deflection (deg)
1	0.00	17.00	2000.0	0.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient of .150 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient of .050 Has Been Assigned

saturation Pressure = 10000.0 psf

EMBED LOAD(S)

2 Ties: Load(s) Specified

Embed No	X-Pos (ft)	Y-Pos (ft)	Load (lbs)	Spacing (ft)	Inclination (deg)	Length (ft)
1	7.54	4.70	35000.0	2.8	15.00	6.0
2	7.80	7.50	35000.0	2.8	15.00	8.0

NOTE - An Equivalent Line Load Is Calculated For Each Row Of Tiebacks Assuming A Uniform Distribution Of Load Horizontally Between Individual Tiebacks.

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

Janbu Empirical Coef. is being used for the case of c & ϕ both > 0
100 Trial Surfaces Have Been Generated.

25 Surfaces Initiate From Each Of 4 Points Equally Spaced
Along The Ground Surface Between $X = 7.00$ ft
and $X = 7.10$ ft.

Each Surface Terminates Between $X = 10.00$ ft.
and $X = 17.00$ ft.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
Which A Surface Extends Is $Y = 0.00$ ft.

100 Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Restrictions Have Been Imposed Upon The Angle Of Initiation.
The Angle Has Been Restricted Between The Angles Of -15.0
To $+10.0$ deg.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical
First

Safety Factors Are Calculated By The Modified Janbu Method * *

Each Surface Specified By 7 Coordinate Points

Point	X-Coord (ft)	Y-Coord (ft)
1	7.00	3.50
2	9.00	3.49
3	10.92	4.03
4	12.62	5.09
5	13.96	6.58
6	14.82	8.38
7	14.94	9.05

Individual data on the slices

Width ft(m)	Weight Lbs(kg)	Water Force		Tie Force		Earthquake Force		Surcharge Load
		Top Lbs(kg)	Bot Lbs(kg)	Norm Lbs(kg)	Tan Lbs(kg)	Hor Lbs(kg)	Ver Lbs(kg)	
1.0	4419.2	.0	.0	2664.0	418.7	662.9	221.0	.0
.0	20.3	.0	.0	7.2	3.6	3.0	1.0	.0
.0	62.0	.0	.0	22.0	11.2	9.3	3.1	.0
1.0	9202.0	.0	945.9	2918.2	2252.8	1380.3	460.1	.0
.4	4045.2	.0	1424.4	1332.3	781.8	606.8	202.3	856.2
.6	5311.0	.0	1959.3	1622.2	1153.7	796.7	265.6	1142.9
.9	8360.6	.0	3312.0	2284.7	1988.0	1254.1	418.0	1849.9
.1	662.9	.0	312.4	235.0	126.5	99.4	33.1	150.1
1.6	12952.0	.0	6675.1	4388.8	3194.4	1942.8	647.6	3243.5
1.3	7770.5	.0	4905.0	3963.8	2699.8	1165.6	388.5	2669.7
.9	2473.7	.0	1941.0	3287.6	2056.2	371.1	123.7	1734.5
.0	25.3	.0	9.7	223.7	93.5	3.8	1.3	47.2
.1	41.6	.0	.0	792.8	369.3	6.2	2.1	177.2

Failure Surface Specified By 7 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	7.00	3.50
2	9.00	3.42
3	10.94	3.92
4	12.65	4.96
5	13.98	6.44
6	14.84	8.25
7	14.96	9.05

*** 3.018 ***

Failure Surface Specified By 7 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	7.07	3.84
2	9.07	3.81
3	11.00	4.32
4	12.73	5.33
5	14.12	6.77
6	15.07	8.53
7	15.19	9.07

Failure Surface Specified By 7 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
	7.07	3.84
2	9.06	3.70
3	11.00	4.21
4	12.66	5.31
5	13.89	6.90
6	14.53	8.79
7	14.54	9.02

*** 3.202 ***

Failure Surface Specified By 7 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
	7.07	3.84
2	9.07	3.79
3	10.98	4.36
4	12.63	5.49
5	13.85	7.08
6	14.51	8.96
7	14.51	9.02

*** 3.236 ***

Failure Surface Specified By 7 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
	7.10	4.00
2	9.10	3.92
3	11.05	4.36
4	12.82	5.30
5	14.28	6.67
6	15.33	8.37
7	15.54	9.10

*** 3.245

Failure Surface Specified By 7 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
	7.10	4.00
2	9.09	3.81
3	11.05	4.21
4	12.81	5.16
5	14.21	6.59
6	15.13	8.36
7	15.26	9.08

*** 3.563 ***

Failure Surface Specified By 7 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	7.03	3.67
2	9.03	3.58
3	10.98	4.02
4	12.76	4.94
5	14.24	6.29
6	15.32	7.97
7	15.68	9.11

*** 3.662 ***

Failure Surface Specified By 7 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
	7.07	3.84
2	9.07	3.75
3	11.02	4.17
4	12.81	5.06
5	14.32	6.37
6	15.46	8.01



15.87

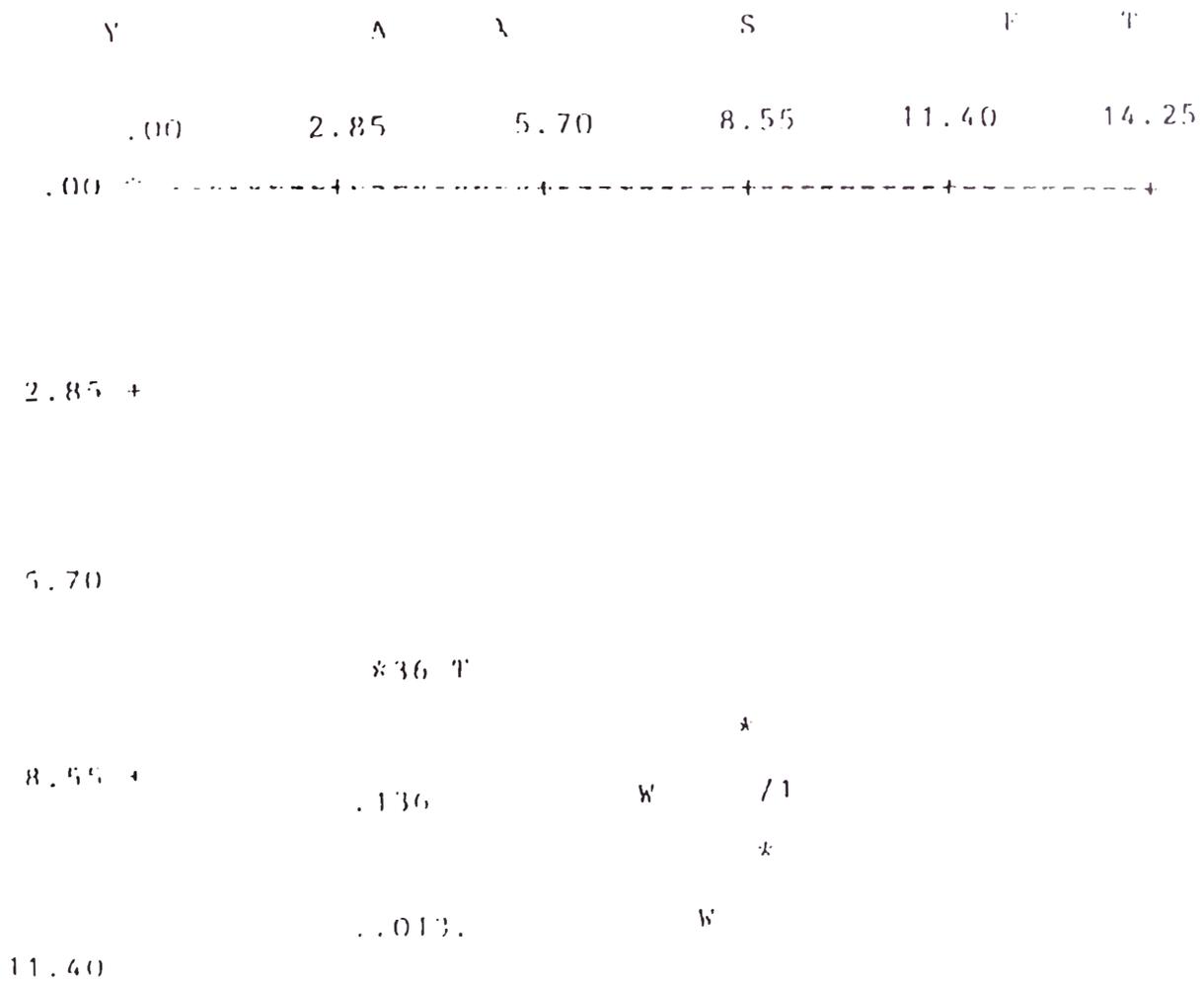
9.12

3.884 ***

Failure Surface Specified By 8 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	7.00	3.50
2	9.00	3.37
3	10.97	3.70
4	12.82	4.46
5	14.45	5.62
6	15.77	7.12
7	16.72	8.88
8	16.80	9.19

*** 1.966 ***



T ... 0213.
1

14.25 +

145.
.0.863

322

41
...863 3
T ... 0...9 6

17.10 +

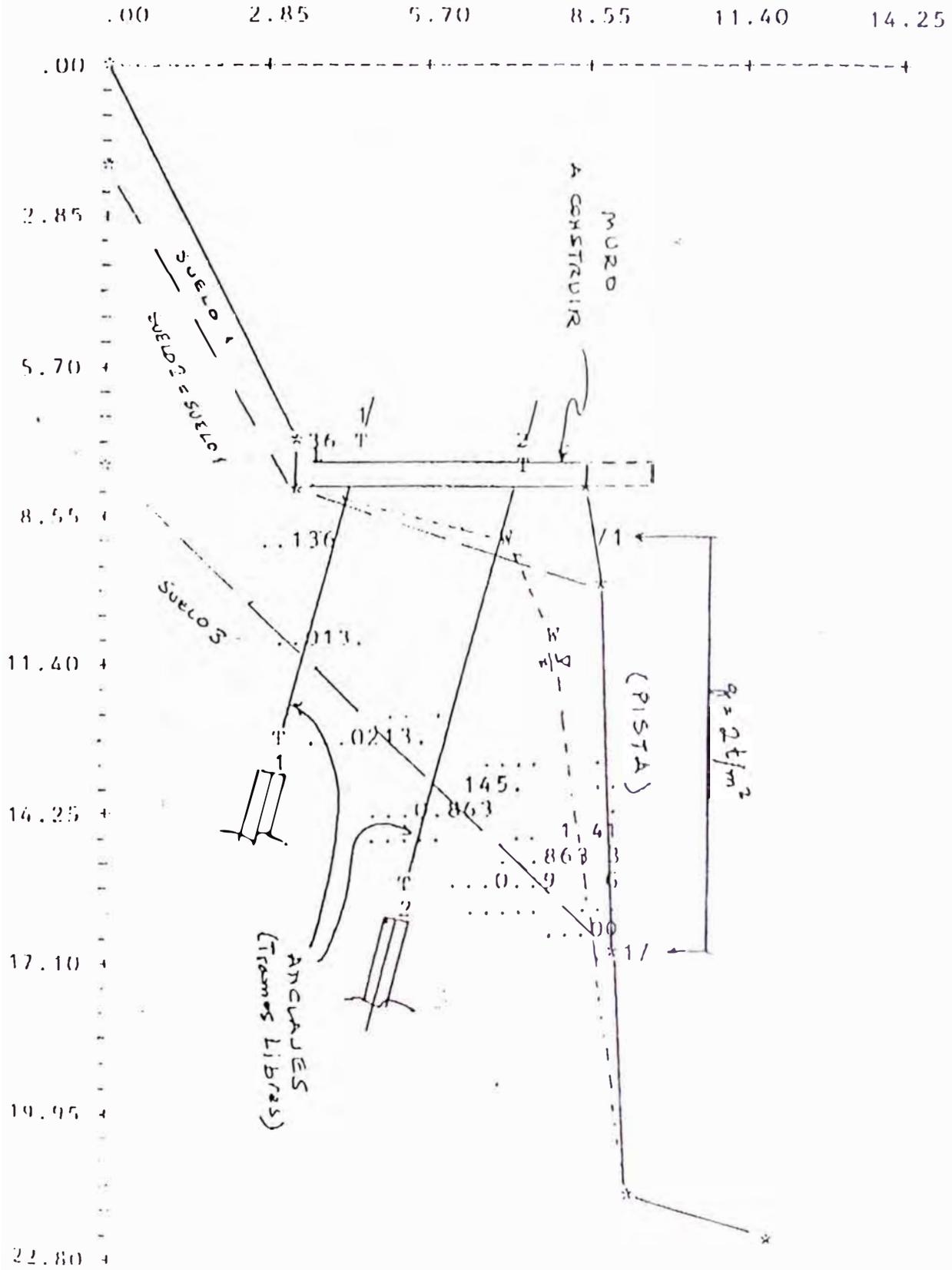
.00
.*1/

19.95 +

*

22.80 +

Y A X I S F T



ANEXO 06

INFORME DE ANALISIS DE LA REVISION DE DISEÑO DE LA PLACA

ANCLADA ZONA CRITICA ZC 12

CARRETERA HUANUCO – TINGO MARIA / ZONA CRITICA 12

INFORME DE EVALUACION DEL MURO ANCLADO DE LA ZC12

1. Introducción

El diseño original del muro anclado de la ZC12 necesitó de una revisión para su adaptación a las condiciones del terreno, debido a la continuidad de los procesos de derrumbe y erosión del terreno, en el período decorrido entre la elaboración del diseño y la licitación para la rehabilitación de la carretera.

Siguiendo los mismos criterios de cálculo, capacidad de los anclajes y espaciamiento entre los mismos, establecidos en el diseño original, la empresa contratista de la rehabilitación elaboró un diseño adaptado a las actuales condiciones del terreno, contemplando un muro anclado en el tramo de Kms 190 + 145 + a 490 + 200, con un total de 32 anclajes, conforme ilustrado en la FIGURA 1, anexa. La altura máxima del muro es de 6m, aproximadamente, dividida en Paneles A, A', B, C, D, E y F, en el sentido de las estacas progresivas decrecientes.

Fue realizado un sondeo de investigación coincidiendo con la posición un anclaje de la línea superior, en el km 100 + 170, que reveló las condiciones geológicas existentes en es estaca. En las visitas a la obra se observó que del km 490 + 145 hasta el km 490 + 180, en términos aproximados, ocurren afloramientos de roca gneisica, con restrita cobertura de material coluvial. No obstante, entre los km 490 + 180 y 490 + 200, aproximadamente, ocurre un derrumbe en la carretera, que alcanza el talud opuesto de la misma, estimándose un espesor importante de material coluvial en el talud a ser anclado.

De esta forma, se prevé que las partes del muro hacia Huánuco y hacia Tingo María, tendrán situaciones geológicas distintas, que tienen que ser consideradas en lo que se refiere a la longitud de los anclajes.

En el presente informe se hace una evaluación del muro anclado del diseño revisado, a través de análisis de estabilidad, asimismo se hacen las recomendaciones referentes a la longitud de los anclajes y de los respectivos bulbos, en función de las características del terreno y de las superficies críticas de falla reveladas por los análisis.

2. RESULTADOS DEL SONDEO DE INVESTIGACION

Los resultados del sondeo de investigación realizado son presentados en el Registro de Sondeo Rotativo de la FIGURA 1, también anexa. Se observa que la roca gneísica aflorante es fracturada y medianamente alterada, con un valor de RQD entre 25 y 50%, hasta cerca de 7.6m de la posición prevista de la pantalla a construir siguiéndose roca con tramos de RQD más elevado que 70%, exigido por el diseño original para la ubicación de los bulbos de anclaje.

La situación geológica de la sección del km 490 + 184, considerada relativamente representativa para los Paneles, es presentada en la FIGURA 3, anexa.

La situación geológica entre los km 490 + 175 al 490 + 70 es más favorable, no habiendo prácticamente ocurrencia de material coluvial.

CONDICIONES PARA LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Fueron realizados análisis de estabilidad con el programa computacional STABL, considerando una sección del muro anclado con 6m de altura, bajo las mismas condiciones básicas establecidas en el diseño original.

327

De esta forma, los coeficientes sísmicos horizontal y vertical tienen valores de 0.15 y 0.05, respectivamente y los anclajes tienen carga de trabajo de 35 tf cada uno, espaciados lateralmente de 3.5m entre si.

Los parámetros geotécnicos considerados para el relleno o para el coluvial, denominados de Suelo 1 son iguales a los adoptados por la proyectista. Tomando en cuenta que el coluvial es previsiblemente espeso en la parte de los Paneles A, A' y B, el coluvial fue considerado con el mismo espesor de la roca con RQD inferior a 70%. La roca con RQD superior a 70% fue denominada como Suelo 2, inexistentes en los análisis del diseño original, requiriendo la adopción de parámetros geotécnicos, que son lógicamente superiores a los del Suelo 1. Los parámetros adoptados fueron los siguientes:

PARAMETRO	SUELO 1	SUELO 2
Dens. Nat. (t/m ³)	1.8	2.6
Dens. Sat. (t/m ³)	1.9	2.6
Cohesión (t/m ²)	1.5	1.5
Ang. Fricc.(gr)	25	40

Adicionalmente, se consideraron los siguientes factores: a) napa freática en el Suelo 1 correspondiente a una condición con drenaje, pero bajo lluvias persistentes; b) sobrecarga debido al tráfico, de 2 t/m² y c) 3 líneas de anclajes ubicadas a cotas de 1m, 3m, y 5m abajo del tope del muro, aproximadamente.

En la FIGURA N°2, se presenta el perfil geológico basado en la extrapolación de datos del sondeo ejecutado en el km 490 + 170.

La situación analizada del subsuelo está representada en el Perfil Geomecánico de la FIGURA 3, anexa.

4. RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

CASO 1:

Este caso (TMAR12E) corresponde a la búsqueda de superficies críticas circulares del terreno con el muro anclado, permitiendo que las superficies intercepten el terreno inclinado en cotas inferiores al pie del muro (debido a su fuerte inclinación) y bajo condición sísmica. Los tramos libres de los anclajes tienen longitudes de 7 y 8m respectivamente, para los anclajes de las líneas inferior, intermedia y superior. Fueron generadas por el programa 100 superficies de falla. El Suelo 1 se extiende hasta el límite del Suelo 2, para representar las condiciones previstas en los Paneles A al C. El factor de Seguridad (FS) encontrado es de 1.129, que es considerada adecuado, también según el criterio del diseño original (FS mínimo de 1.1 en caso dinámico).

CASO 2:

Se trata del caso (TMAR12F) idéntico al anterior, pero sin consideración de sismo. Fueron generadas 100 superficies de falla, resultando un FS de 1.519, considerado suficiente en condiciones estáticas (FS mínimo de 1.5).

CASO 3:

Este caso (TMAR12G) fue analizado considerando que las 100 superficies de falla generadas se limitan en profundidad al Suelo 1, defletiendo en el caso de encontrar el Suelo 2, para simular las condiciones existentes en el tramo de los Paneles C al D, resultando un FS de 1.913, reflejando las mejores condiciones del terreno.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se verifica que el número, espaciamiento y carga de los anclajes es suficiente para atender a los Factores de Seguridad mínimos requeridos por el diseño en condiciones estáticas y dinámicas, y que su distribución vertical y horizontal en el muro es adecuada.

Por la situación geológica constatada en el campo, es necesario considerar dos situaciones distintas para la longitud de los tramos libres de los anclajes, a partir de la pantalla. En el caso de los Paneles A al C, la longitud considerada en los análisis de los Casos 1 y 2 son los mínimos necesarios, o sea, de 6, 7 y 8 m (líneas inferior, intermedia y superior, respectivamente). Para los Paneles D al F (Caso 3), estas longitudes pueden ser, en el mismo orden, de 3, 4 y 5m, aceptándose que los bulbos de anclaje se ubiquen en parte en roca muy fracturada.

Debido a la existencia de roca alterada y fracturada más superficialmente y de tramos alterados en la roca más profunda, representada por el Suelo 2, los bulbos de anclaje ubicados en estos materiales deben de tener una longitud mínima de 5m (para evitar alargar demasiadamente los anclajes caso los mismos fuesen ubicados íntegramente en roca con RQD > 70%).

La posición de los bulbos, de acuerdo a lo indicado, es representada en las

FIGURAS 4 Y 5 anexa

6 LONGITUD DEL BULBO DE ANCLAJE

6.1 Paneles A, A', B y C

El bulbo de los anclajes ubicados entre las progresivas km 190 + 170 al km 190 + 200 estará fijado en roca con RQD > 70; aunque el proyectista indicó

300

que la longitud del bulbo es de 3,0 m en tal material, nosotros recomendamos longitud de 5,0 m que es usualmente reconocido en la práctica.

6.2 Paneles D, E y F

En esos paneles ubicados entre las progresivas km 190 + 145 y km 190 + 170, los bulbos serán fijados, parte en roca con RQD < 70 y otra parte en roca con RQD > 70; por eso, también recomendamos la longitud de bulbo de 5,0 m. Al respecto hemos enviado anteriormente correspondencia indicando el cálculo de la longitud del bulbo en roca con RQD < 70 y con RQD > 70.

7 LONGITUD TOTAL DEL ANCLAJE

7.1 Paneles A, A', B y C

Las longitudes de los anclajes están indicados a continuación:

Línea	Long. libre	Long. anclada	Tramo terreno	Long. Total
Inferior	8,00 m	5,0 m	1,0 m	14,0 m
Intermedio	7,00 m	5,0 m	1,0 m	13,0 m
Superior	6,00 m	5,0 m	1,0 m	12,0 m

7.2 Paneles D, E y F

Las longitudes de los anclajes son las siguientes:

Línea	Long. libre	Long. anclada	Tramo terreno	Long. Total
Inferior	5,0 m	5,0 m	1,0 m	11,0 m
Intermedio	4,0 m	5,0 m	1,0 m	10,0 m
Superior	3,0 m	5,0 m	1,0 m	9,0 m

8. PROTECCION DE PARTE DEL TRAMO LIBRE DEL ANCLAJE

Considerando que debido a la situación actual del talud se requieren la ejecución de relleno por detrás del muro, es recomendable que la parte del tramo libre del anclaje, que quede dentro del relleno, sea protegida por un tubo de acero ó PVC clase 15 con diámetro mínimo de ϕ 4", para evitar daños al anclaje, por los equipos de movimiento de tierra y compactación.



Geotécnica

REGISTRO DE SONDEO ROTATIVO

PROYECTO : CARRET HUANUCO-TINGO MARIA-TRAMO II SONDEO Nº : INVESTIGACION
 UBICACION : ZONA CRITICA Nº 12 PROFUNDIDAD : 9.60 m.
 COORDENADAS: N. _____ INCLINACION : 15º R/H
 E. _____ SET. 96
 COTA : _____ KM. 490 + 170

PROFUNDIDAD	AVANCE Ø PERFORACION	REVESTIMIENTO	% REC AGUA	COTA (m.s.n.m.)	PERFIL	DESCRIPCION	FRACTURACION	ALTERACION	RECUPERACION R.Q.D.
0.30						MURO (PROYECTO)			
						RELLENO (PROYECTO)			
1.70						COLUVIAL, BLOQUES Y GRAVAS ANGULOSAS, COMP. GNEIS, EN MATRIZ LIMO ARENOSO.			
3.15						MACIZO ROCOSO, ROCA METAMORFICA, GNEIS, CON FOLIACION MICACEA, COLOR GRIS. SIST. DE FRACT. ORTOGONAL, PLANOS CON OXIDACION, ROCA FRACTURADA Y ALTERACION MEDIA.	F2/3	A3	
4.15	HQ	HW	100						
5.15									
6.50									
7.60						GNEIS CON MENOR FOLIACION, COLOR GRIS CLARO, ALGO BRECHADO.	F 1/2	A 1	
9.00						TRAMO MUY FRACTURADO Y FOLIADO, ALTERADO.	F 4	A3	
9.60						FIN			

FIGURA Nº 1

FIGURA N° 2

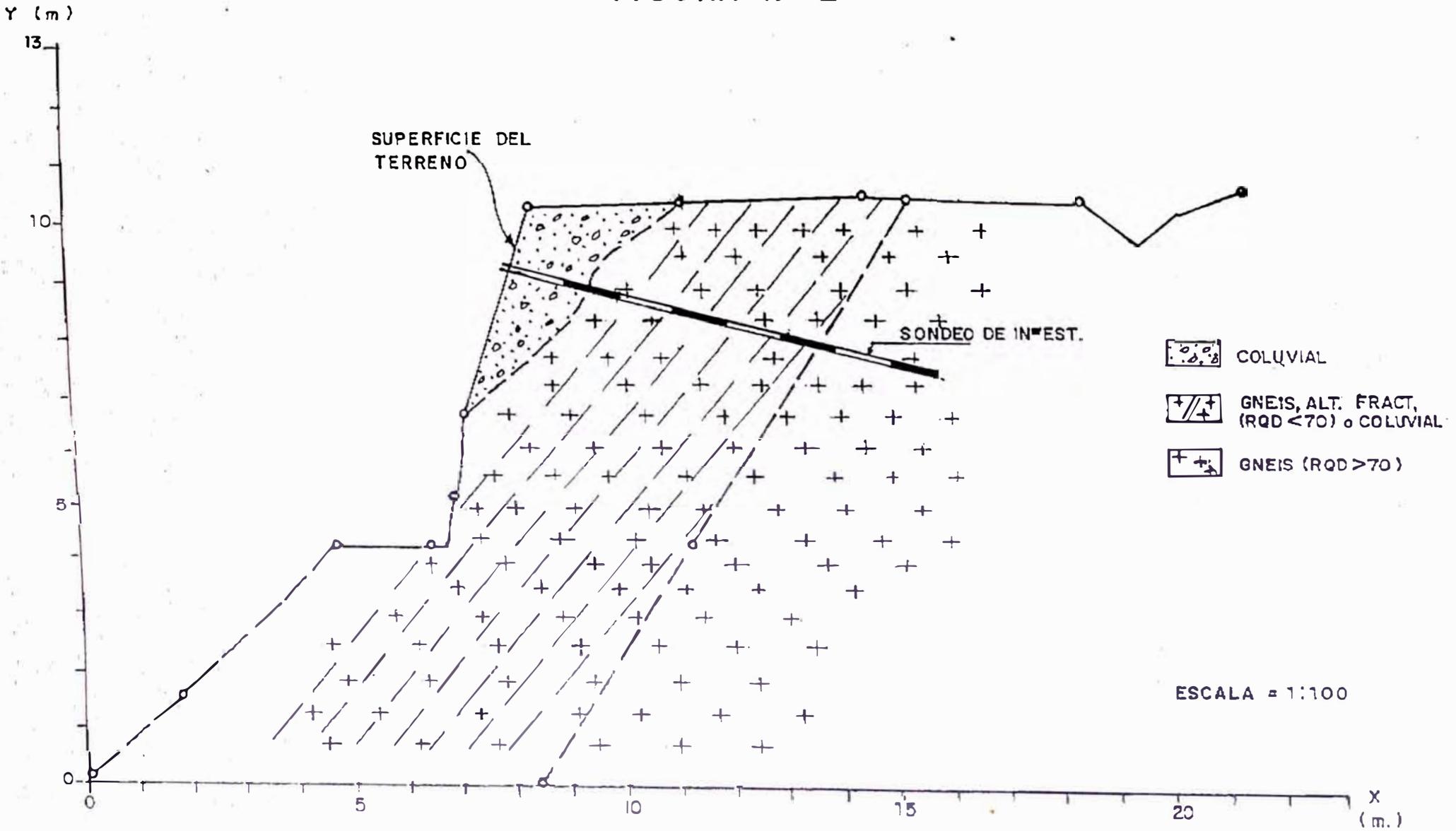


FIGURA N° 3

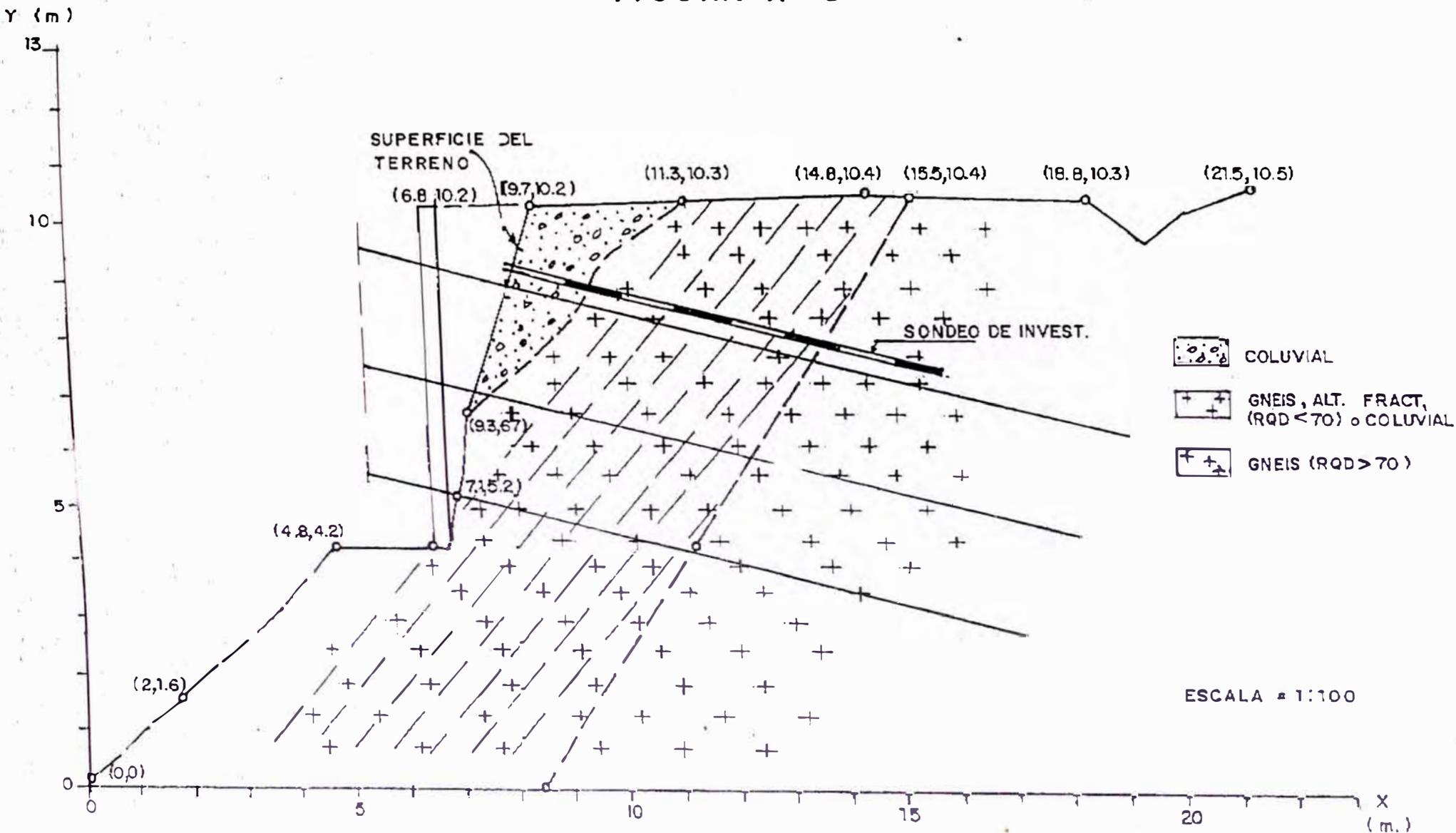


FIGURA Nº 4

LONGITUD DE LOS ANCLAJES
 LINEA SUPERIOR 14.0 m.
 LINEA INTERMEDIA 13.0 m.
 LINEA INFERIOR 12.0 m.

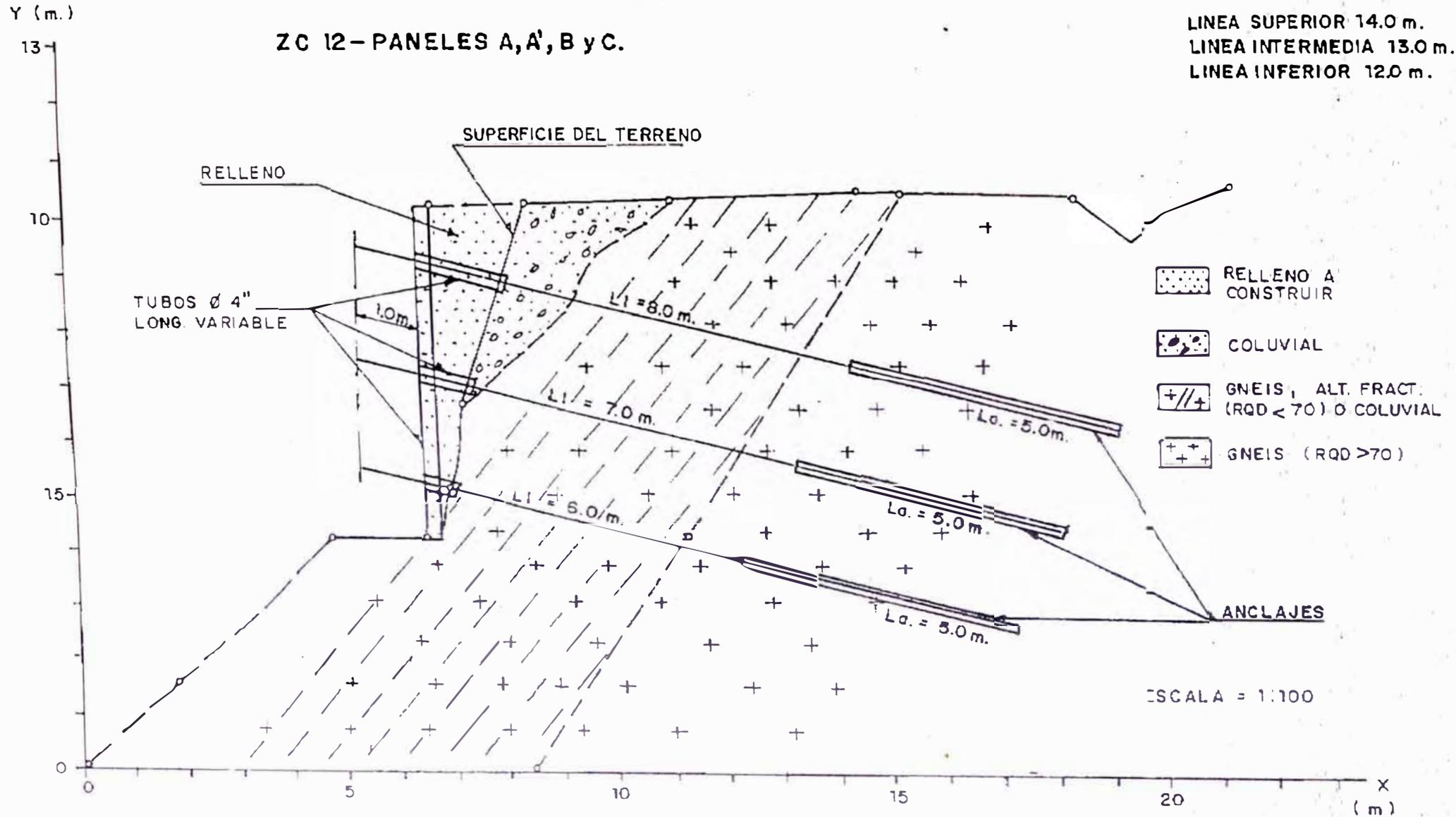
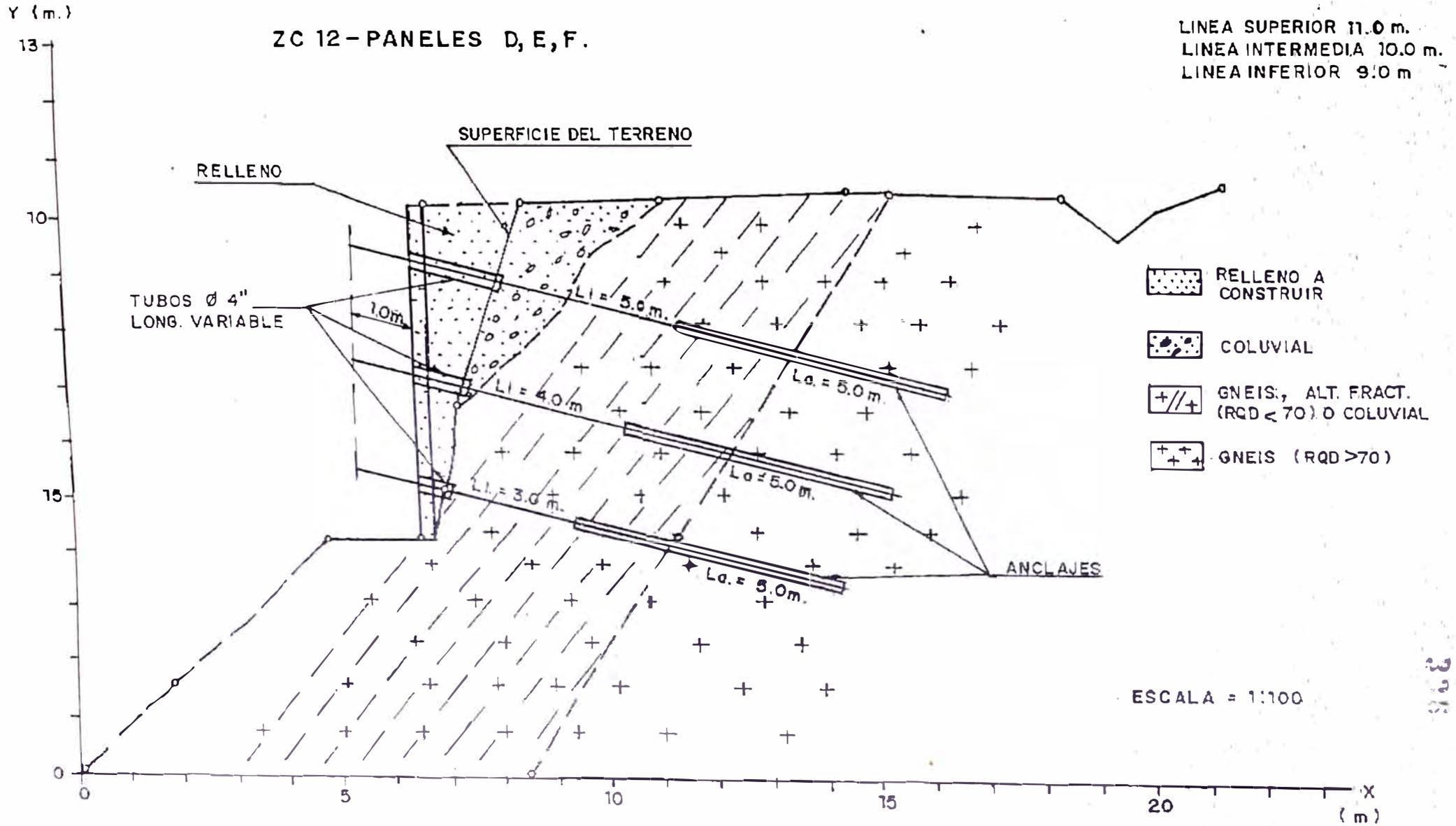


FIGURA Nº 5



306

ANEXO 07
INFORME DE ANALISIS DE LA REVISION DE DISEÑO DE LA PLACA
ANCLADA ZONA CRITICA ZC 14

CARRETERA HUANUCO-TINGO MARIA TRAMO II - ZONA CRITICA 14

INFORME DE EVALUACION DEL MURO ANCLADO DE LA ZC14.

1. INTRODUCCION

En el proyecto para la rehabilitación de la carretera en referencia, se diseñó un muro anclado para la ZC14, ubicado a la orilla del río y sujeto a socavación por efecto de las periódicas avenidas del río. La continuación de ese proceso en el tiempo decorrido entre el proyecto y el presente momento, resultó en la necesidad de ajustar la obra a la presente situación.

Para el efecto, se realizó una adaptación del diseño original, manteniendo los mismos criterios adoptados en el proyecto original, pero ajustándolo a la situación presente.

El diseño revisado corresponde a un muro anclado con 3 líneas de anclajes espaciadas verticalmente de 1.7m entre las mismas, con carga de trabajo de 35tf cada anclaje, inclinados de 15 grados con la horizontal y espaciados lateralmente entre si de 3.5m. La sección típica evaluada tiene aproximadamente 6m de altura.

Teniendo en cuenta que el diseño original especifica bulbos de anclaje de 3m de longitud instalados en roca de buena calidad (RQD mínimo de 70%), se realizó un sondeo de investigación en la misma posición prevista de uno de los anclajes de la línea inferior, para verificación de las condiciones del macizo, cuyos resultados son considerados en los presentes análisis.

El presente informe hace una verificación de la seguridad del talud con el muro anclado del diseño revisado y hace recomendaciones sobre el bulbo de anclaje necesario para la carga prevista, en función de las características del macizo investigado. Para esta verificación se contó con el registro del sondeo mencionado conteniendo sus resultados y con la sección típica del terreno, con el perfil topográfico existente, la posición del muro y de los anclajes previstos.

2. RESULTADOS DEL SONDEO DE INVESTIGACION

Los resultados del sondeo de investigación, realizado coincidentemente con la posición e inclinación de un anclaje de la línea inferior, es presentado en la Figura N° 1, en anexo.

Los 4m iniciales corresponden al relleno que tendrá que ser ejecutado entre el muro y la actual superficie del terreno (la cual es relativamente variable).

Sigue roca caliza gris, con grados de alteración variables, extremadamente fracturada, en la cual los testigos tienen aspecto de grava gruesa, hasta la longitud de 11.15m del muro. El valor del RQD es 0.

De los 11.15m hasta los 15.15m de longitud, la caliza se presente prácticamente sin alteración y medianamente a poco fracturada, con valores de RQD variable de 45% a 75%.

En el perfil geológico y el modelo geomecánico, están indicados en las Figuras N° 2 y N° 3 respectivamente.

3. CONDICIONES ADOPTADAS PARA LOS ANCLAJES

Las condiciones y criterios adoptados para los análisis son mantenidas iguales al del diseño original, principalmente en lo que se refiere a los parámetros del suelo de relleno, la condición de sismicidad y las cargas, inclinación y espaciamientos entre anclajes. No obstante, debido a la existencia de roca caliza alterada y extremadamente fracturada se consideró la existencia de un segundo tipo de suelo y se adoptaron parámetros adicionales para este material.

Los parámetros geotécnicos considerados para el relleno - suelo (conforme adoptado por la proyectista) y para la caliza alterada y fracturada - Suelo 2, son los siguientes:

PARAMETRO	SUELO	SUELO 2
Densid. Nat. (t/m ³)	1.8	2.5
Densid. Sat. (t/m ³)	1.9	2.6
Cohesión (t/m ²)	1.3	1.3
Ang. Fricción (gr)	20	32

Adicionalmente, se consideraron los siguientes factores: a) Coeficientes sísmicos horizontal y vertical de 0.15 y 0.05, respectivamente; b) napa freática en el relleno correspondiente a la condición de abatimiento rápido del nivel del río; c) sobrecarga debida al tráfico, de 2 t/m² y d) líneas de anclajes a cotas de 1m, 3m, y 5m abajo del tope del muro, aproximadamente.

La situación analizada está representada en el Perfil Geomecánico de la FIGURA 2, anexa.

4. CASOS ANALIZADOS

Caso 1 (TMAR14GG)

Corresponde a un análisis con búsqueda automática de superficies de falla de formas irregulares. Las longitudes libres de los anclajes (hasta el inicio de los bulbos de anclaje) para cada una de las líneas de anclaje son de 6.5m para la Inferior, 7.5m para la Intermedia y de 8.5m para la superior. El Factor de Seguridad (FS) encontrado es de 1.501, considerado adecuado, pero se observa que los tramos libres de los anclajes quedan cortos, principalmente de las líneas Inferior e intermedia, pues la superficie de falla se ubica más atrás de las cabezas de los bulbos. Por este motivo se ejecutó el análisis del Caso 2.

Caso 2 (TMAR14HH)

Este caso mantiene todas las condiciones del Caso 1, a excepción de las longitudes de los tramos libres de los anclajes, que fueron adoptados iguales a 8.5m para todas las líneas. Resultó un FS de 1.687, Pero se observa que para el caso de superficie no circular, la longitud mínima (a partir del muro) de los anclajes de las líneas intermedia y superior deben de ser más grandes que lo adoptado, pues los bulbos son interseptados por la superficie de falla.

Caso 3 (TMAR14II)

Se analizó una situación totalmente igual a la del Caso 2, excepto por la búsqueda automática de superficie de forma circular. El FS resultante fue de 1.525, verificándose que para superficie circular los

anclajes superiores son de longitud insuficiente, motivo por el cual se realizó el análisis del Caso 4.

Caso 4 (TMAR14JI)

Este caso mantiene todas las condiciones del Caso 3, excepto por la longitud de los tramos libres de los anclajes, que son de 6.5m 8.5m y 10.5m, respectivamente para las líneas inferior, intermedia y superior. El FS resultante fue de 1.864, verificándose la superficie crítica no corta los bulbos de anclaje.

Se puede concluir de estos análisis que la estabilidad del talud con el muro anclado propuesto por el diseño revisado es plenamente satisfactoria. La longitud recomendada para los tramos libres de los anclajes son los siguientes:

Línea inferior	6.5m
Línea Intermedia:	8.5m
Línea superior:	10.5m

Las salidas de cómputo de los casos mencionados son presentadas en anexo.

5. LONGITUD DEL BULBO DE ANCLAJE

Teniendo en cuenta que el bulbo de los anclajes queda fijado parte en roca con RQD=0 y otra parte en roca con RQD entre 45 y 73, recomendándose las siguiente longitudes de bulbos:

Línea inferior:	6.0m
Línea intermedia:	5.0m
Línea superior:	5.0m

6. LONGITUD TOTAL DEL ANCLAJE

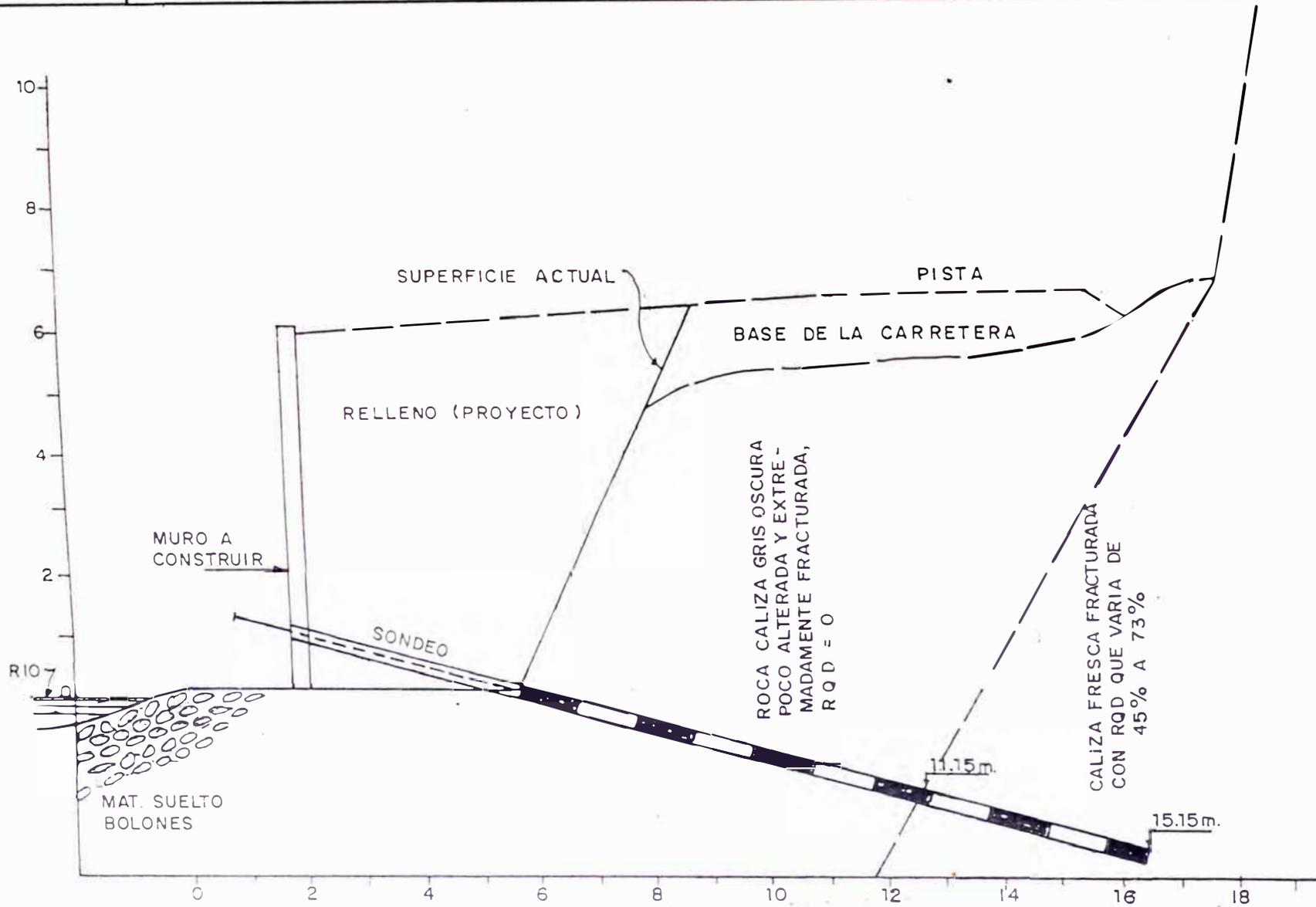
Las longitudes de los anclajes están indicadas a continuación:

LINEA	LONG. LIBRE	LONG. ANCLADA	TRAMO P/ TENSADO	LONG. TOTAL
Inferior	6.5m	6.0m	1.0m	13.5m
Intermedia	8.5m	5.0m	1.0m	14.5m
Superior	10.5m	5.0m	1.0m	16.5m

7. PROTECCION DE PARTE DEL TRAMO LIBRE DEL ANCLAJE

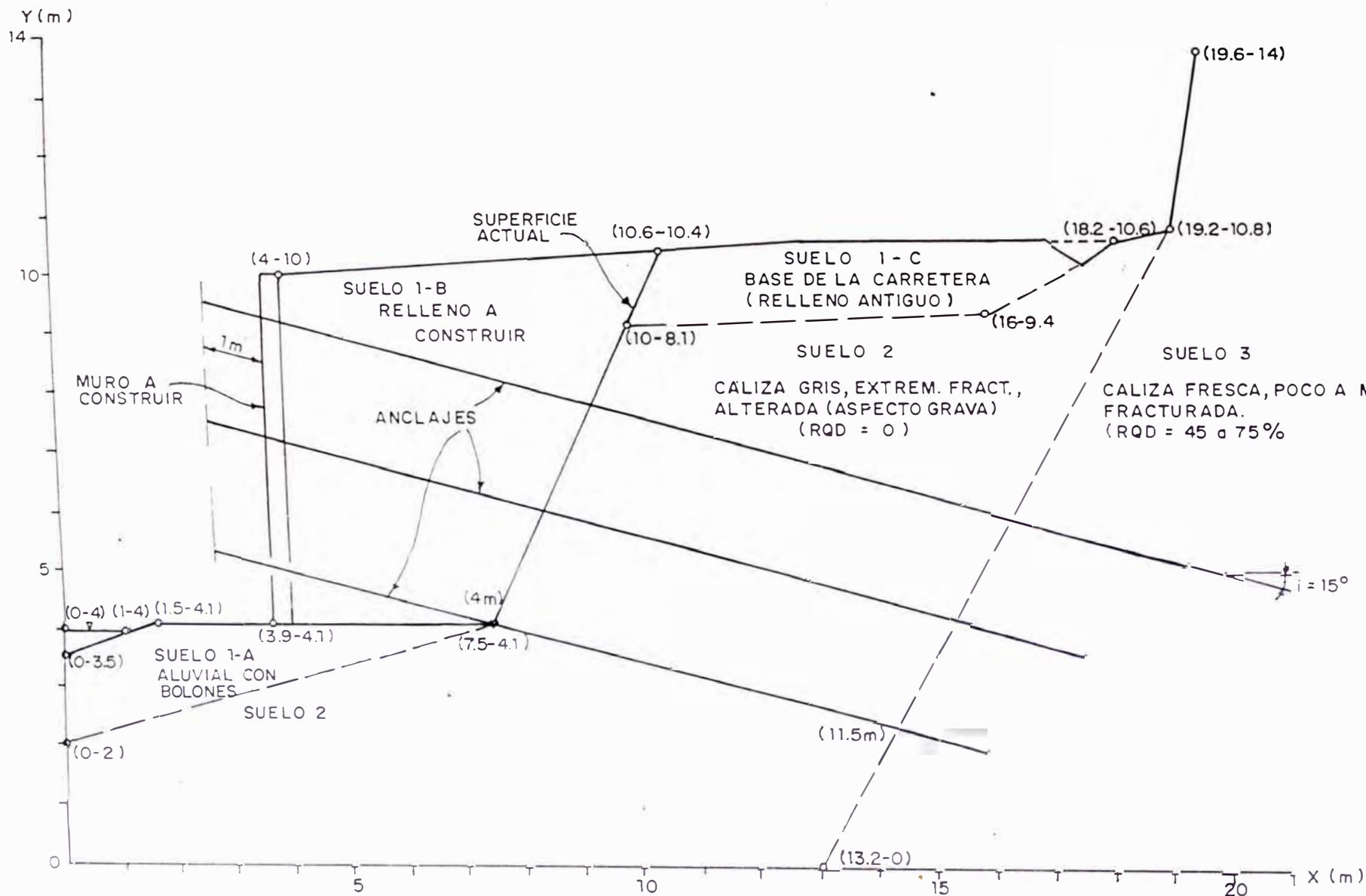
Considerando que debido a la situación actual del talud habrá un relleno por detrás del muro, es recomendable que la parte del tramo libre del anclaje que quede dentro del relleno sea protegido por un tubo de acero HW o de PVC clase 15 ϕ 4", para evitar daños al anclaje por los equipos usados en el relleno y compactación.

La posición recomendada de los anclajes y bulbos de anclaje está presentada en la Figura N^o 3, anexa.



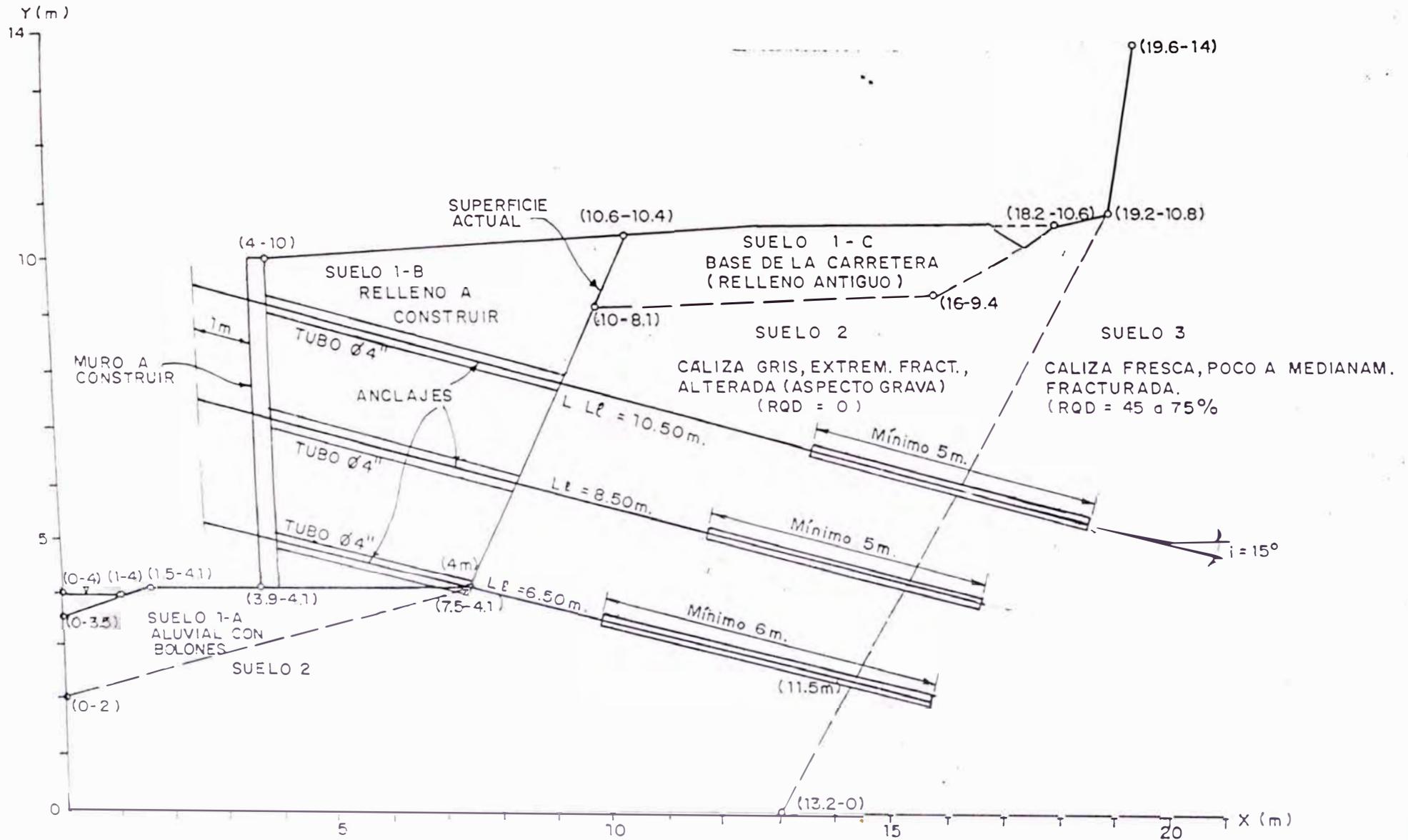
MODELO GEOMECANICO ADOPTADO
 ZONA CRITICA 14-DISEÑO REVISADO (VERIFICACION)

FIGURA 3



POSICION RECOMENDADA DE LOS ANCLAJES ZONA CRITICA 14 - DISEÑO REVISADO (VERIFICACION)

FIGURA 4



NOTA EL TRAMO LIBRE EN LA ZONA DE RELLENO, DEBERA SER PROTEGIDO CON UN TUBO DE ACERC HW O TUBO PVC CLASE 15 $\varnothing 4''$.

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 28-9-96
Time of Run:
Run By: MK
Input Data Filename: TMAR14GG
Output Filename: TMAR14GG.OUT

PROBLEM DESCRIPTION TMAR14GG- ZONA CRITICA 14- ANALISIS CON
ANCL. 35TF @3.5M-SOBRECARGA 3T/M2

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
11 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (ft)	Y-Left (ft)	X-Right (ft)	Y-Right (ft)	Soil Type Below Bnd
	.00	3.50	1.50	4.10	1
2	1.50	4.10	3.70	4.10	1
3	3.70	4.10	4.00	10.00	1
4	4.00	10.00	10.60	10.40	1
5	10.60	10.40	18.20	10.60	1
6	18.20	10.60	19.20	10.80	2
7	19.20	10.80	19.60	14.00	2
8	.00	2.00	7.50	4.10	2
9	7.50	4.10	10.00	8.10	2
10	10.00	8.10	16.00	9.40	2
11	16.00	9.40	18.20	10.60	2

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No	Total Unit Wt. (pcf)	Saturated Unit Wt. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angl (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (psf)	Piez. Surface No.
	1800.0	1900.0	1300.0	20.0	.00	.0	
2	2500.0	2600.0	1300.0	32.0	.00	.0	

PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water =1000.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 5 Coordinate Points

Point No.	X-Water (ft)	Y-Water (ft)
1	.00	4.10
	3.70	4.10
	4.00	6.00
4	7.00	9.00
	19.20	10.80

BOUNDARY LOAD(S)

1 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (ft)	X-Right (ft)	Intensity (lb/sqft)	Deflection (deg)
	5.00	17.00	2000.0	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of .150 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient Of .050 Has Been Assigned

Cavitation Pressure =10000.0 psf

TIEBACK LOAD(S)

3 Tieback Load(s) Specified

Tieback No.	X-Pos (ft)	Y-Pos (ft)	Load (lbs)	Spacing (f)	Inclination (deg)	Length (ft)
	3.75	5.00	35000.0	3.5	15.00	6.5

2	3.85	7.00	35000.0	3.5	15.00	7.5
3	3.95	9.00	35000.0	3.5	15.00	8.5

NOTE - An Equivalent Line Load Is Calculated For Each Row Of Tiebacks Assuming A Uniform Distribution Of Load Horizontally Between Individual Tiebacks.

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Irregular Surfaces, Has Been Specified.

Janbus Empirical Coef. is being used for the case of c & ϕ both > 0
50 Trial Surfaces Have Been Generated.

50 Surfaces Initiate From Each Of 1 Points Equally Spaced
Along The Ground Surface Between $X = 3.70$ ft.
and $X = 3.70$ ft.

Each Surface Terminates Between $X = 7.00$ ft.
and $X = 17.00$ ft.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
At Which A Surface Extends Is $Y = 2.00$ ft.

2.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Restrictions Have Been Imposed Upon The Angle Of Initiation.
The Angle Has Been Restricted Between The Angles Of -15.0
And -5.0 deg.

Factor Of Safety Calculation Has Gone Through Ten Iterations

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Examined. They Ar Ordered - Most Critical
First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Janbu Method *

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
	3.70	4.11

FROM : MILTON KANJI

PHONE NO. 5511+8837740

Sep. 28 1996 05:30PM PB

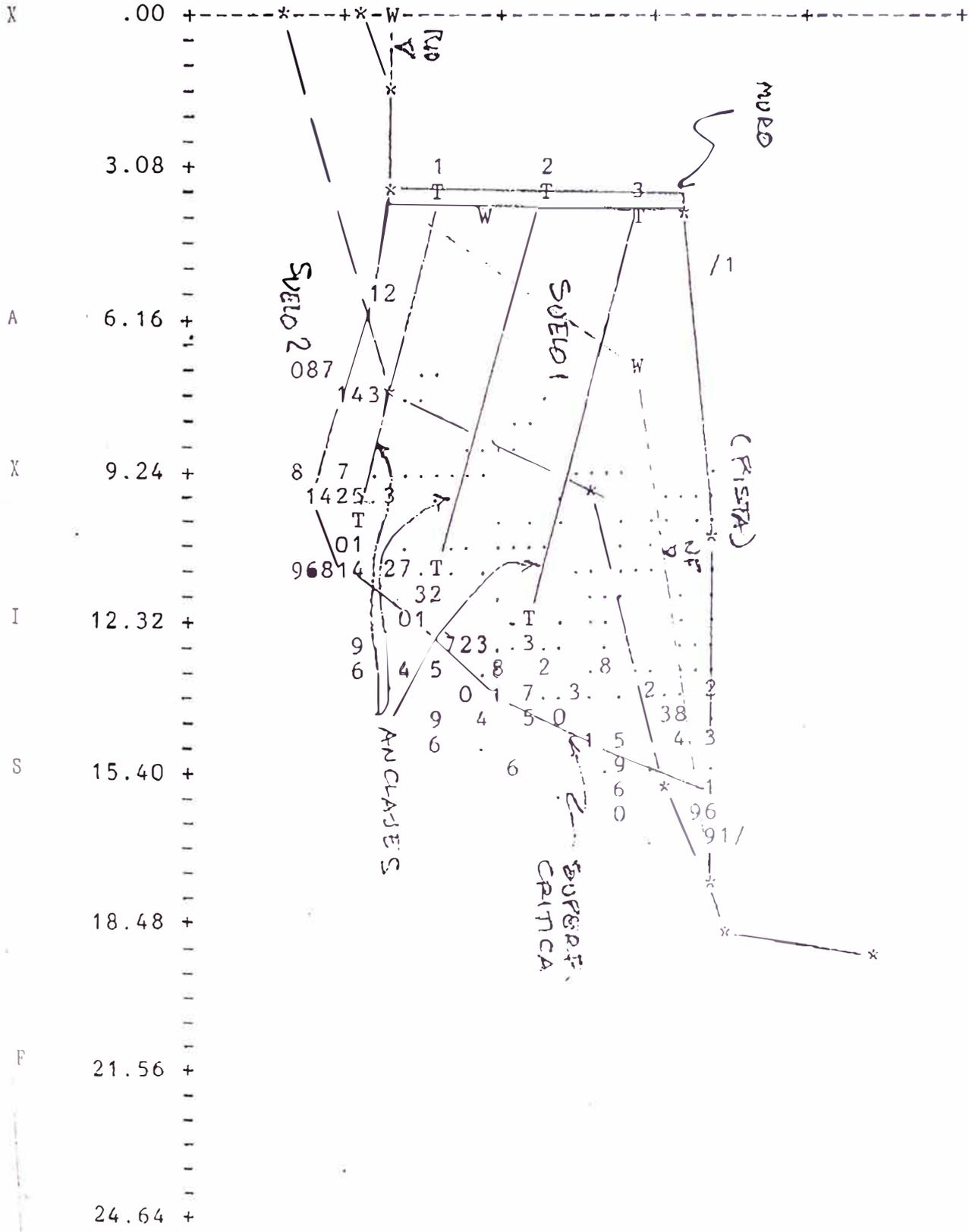
2	5.64	3.61
3	7.56	3.07
4	9.50	2.56
5	11.42	3.11
6	12.56	4.75
7	13.88	6.26
8	15.07	7.86
9	15.88	9.69
10	15.99	10.54

*** 1.501

(T/MAR14GG)

Y A X I S F T

.00 3.08 6.16 9.24 12.32 15.40



** PCSTABL5M **

by
Purdue University

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 28-9-96
Time of Run:
Run By: MK
Input Data Filename: TMAR14HH
Output Filename: TMAR14HH.OUT

PROBLEM DESCRIPTION TMAR14HHG- ZONA CRITICA 14- ANALISIS CON
ANCL. 35TF @3.5M-SOBRECARGA 2T/M2

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
11 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (ft)	Y-Left (ft)	X-Right (ft)	Y-Right (ft)	Soil Type Below Bnd
1	.00	3.50	1.50	4.10	1
2	1.50	4.10	3.70	4.10	1
3	3.70	4.10	4.00	10.00	1
4	4.00	10.00	10.60	10.40	1
5	10.60	10.40	18.20	10.60	1
6	18.20	10.60	19.20	10.80	2
7	19.20	10.80	19.60	14.00	2
8	.00	2.00	7.50	4.10	2
9	7.50	4.10	10.00	8.10	2
10	10.00	8.10	16.00	9.40	2
11	16.00	9.40	18.20	10.60	2

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (pcf)	Saturated Unit Wt. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (psf)	Pi z. Surface No.
1	1800.0	1900.0	1300.0	20.0	.00	.0	
2	2500.0	2600.0	1300.0	32.0	.00	.0	

PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water =1000.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 5 Coordinate Points

Point No.	X-Water (ft)	Y-Water (ft)
1	.00	4.10
	3.70	4.10
	4.00	6.00
4	7.00	9.00
5	19.20	10.80

BOUNDARY LOAD(S)

Load(s) Specified

Load No.	X-Left (ft)	X-Right (ft)	Intensity (lb/sqft)	Deflection (deg)
	5.00	17.00	2000.0	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of .150 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient Of .050 Has Been Assigned

Cavitation Pressure =10000.0 psf

TIEBACK LOAD(S)

3 Tieback Load(s) Specified

Tieback No.	X-Pos (ft)	Y-Pos (ft)	Load (lbs)	Spacing (ft)	Inclination (deg)	Length (ft)
	3.75	5.00	35000.0	3.5	15.00	8.5

2	3.85	7.00	35000.0	3.5	15.00	8.5
3	3.95	9.00	35000.0	3.5	15.00	8.5

NOTE - An Equivalent Line Load Is Calculated For Each Row Of Tiebacks Assuming A Uniform Distribution Of Load Horizontally Between Individual Tiebacks.

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Irregular Surfaces, Has Been Specified.

Janbus Empirical Coef. is being used for the case of c & ϕ both > 0
50 Trial Surfaces Have Been Generated.

50 Surfaces Initiate From Each Of 1 Points Equally Spaced
Along The Ground Surface Between $X = 3.70$ ft.
and $X = 3.70$ ft.

Each Surface Terminates Between $X = 7.00$ ft.
and $X = 17.00$ ft.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
At Which A Surface Extends Is $Y = 2.00$ ft.

2.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Restrictions Have Been Imposed Upon The Angle Of Initiation.
The Angle Has Been Restricted Between The Angles Of -15.0
And -5.0 deg.

Factor Of Safety Calculation Has Gone Through Ten Iterations

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical
First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Janbu Method * *

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
	3.70	4.11

FROM : MILTON KANJI

PHONE NO. : 5511+8837740

Sep. 28 1996 05:33PM P1

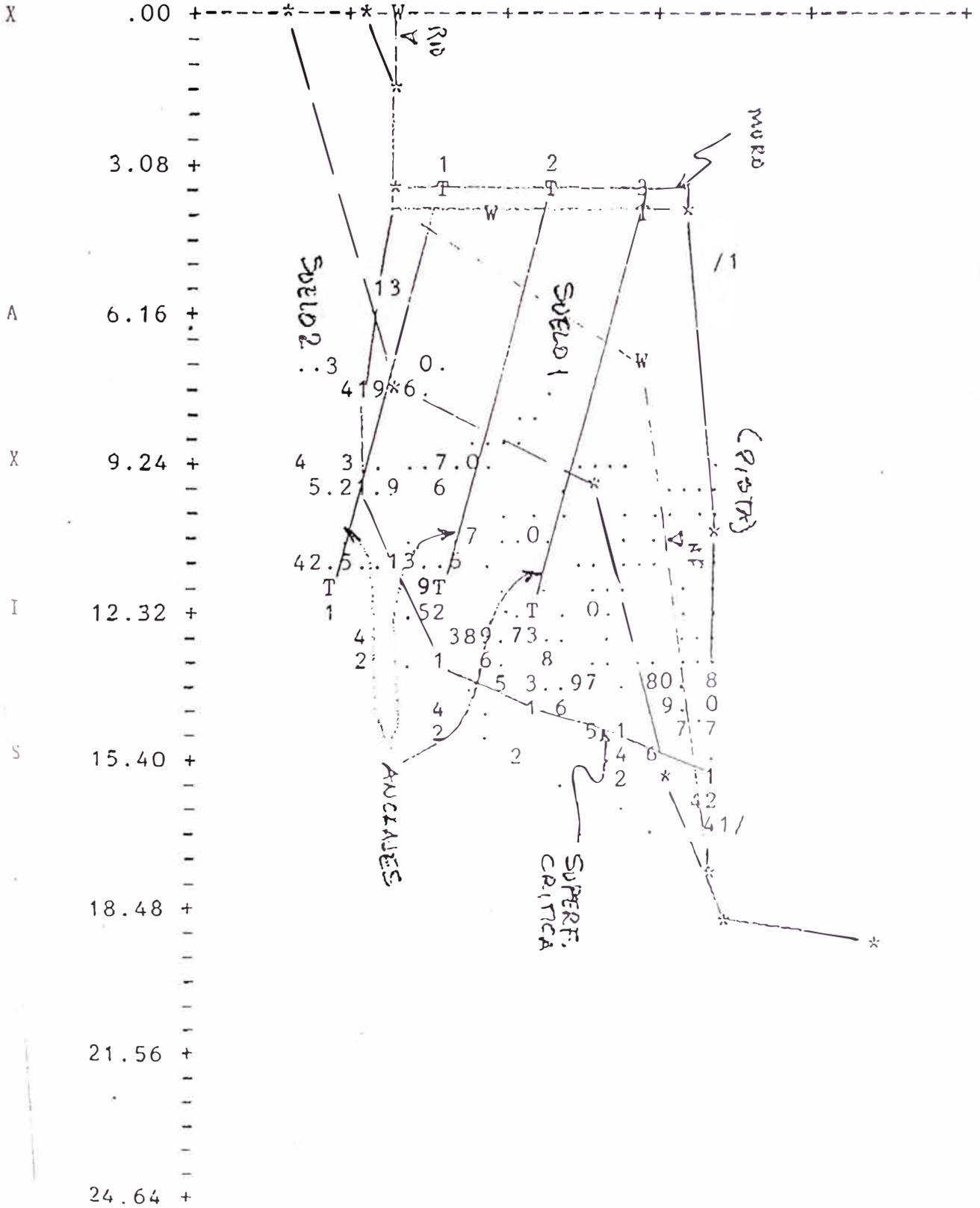
2	5.65	3.64
3	7.63	3.41
4	9.63	3.31
5	11.49	4.05
6	13.31	4.87
7	14.14	6.69
8	14.96	8.51
9	15.76	10.35
10	15.81	10.54

*** 1.687 ***

(TMAR14HH)

Y A X I S F T

.00 3.08 6.16 9.24 12.32 15.40



** PCSTABL5M **

by
Purdue University--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of SlicesRun Date: 28-9-96
Time of Run:
Run By: MK
Input Data Filename: TMAR14II
Output Filename: TMAR14II.OUTPROBLEM DESCRIPTION TMAR14II- ZONA CRITICA 14- ANALISIS CON
ANCL. 35TF @3.5M-SOBRECARGA 2T/M2

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (ft)	Y-Left (ft)	X-Right (ft)	Y-Right (ft)	Soil Type Below Bnd
1	.00	3.50	1.50	4.10	1
2	1.50	4.10	3.70	4.10	1
3	3.70	4.10	4.00	10.00	1
4	4.00	10.00	10.60	10.40	1
5	10.60	10.40	18.20	10.60	1
6	18.20	10.60	19.20	10.80	2
7	19.20	10.80	19.60	14.00	2
8	.00	2.00	7.50	4.10	2
9	7.50	4.10	10.00	8.10	2
10	10.00	8.10	16.00	9.40	2
11	16.00	9.40	18.20	10.60	2

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (pcf)	Saturated Unit Wt. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (psf)	Piez. Surface No.
1	1800.0	1900.0	1300.0	20.0	.00	.0	
2	2500.0	2600.0	1300.0	32.0	.00	.0	

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water =1000.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 5 Coordinate Points

Point No.	X-Water (ft)	Y-Water (ft)
1	.00	4.10
	3.70	4.10
	4.00	6.00
	7.00	9.00
5	19.20	10.80

BOUNDARY LOAD(S)

1 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (ft)	X-Right (ft)	Intensity (lb/sqft)	Deflection (deg)
	5.00	17.00	2000.0	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of .150 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient Of .050 Has Been Assigned

Cavitation Pressure =10000.0 psf

TIEBACK LOAD(S)

3 Tieback Load(s) Specified

Tieback No.	X-Pos (ft)	Y-Pos (ft)	Load (lbs)	Spacing (ft)	Inclination (deg)	Length (ft)
	3.75	5.00	35000.0	3.5	15.00	8.5

2	3.85	7.00	35000.0	3.5	15.00	8.5
3	3.95	9.00	35000.0	3.5	15.00	8.5

NOTE - An Equivalent Line Load Is Calculated For Each Row Of Tiebacks Assuming A Uniform Distribution Of Load Horizontally Between Individual Tiebacks.

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

Janbus Empirical Coef. is being used for the case of c & ϕ both > 50 Trial Surfaces Have Been Generated.

50 Surfaces Initiate From Each Of 1 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between $X = 3.70$ ft.
and $X = 3.70$ ft.

Each Surface Terminates Between $X = 7.00$ ft.
and $X = 17.00$ ft.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is $Y = 2.00$ ft.

2.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Restrictions Have Been Imposed Upon The Angle Of Initiation. The Angle Has Been Restricted Between The Angles Of -15.0 And -5.0 deg.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Janbu Method *

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.70	4.11
2	5.63	3.59
3	7.63	3.48
4	9.61	3.76
5	11.49	4.44
6	13.20	5.48

FROM : MILTON KANJI

PHONE NO: 5511+8837740

Sep. 28 1996 05:36PM F

7	14.66	6.85
8	15.82	8.48
9	16.63	10.30
10	16.68	10.56

*** 1.525 ***

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 28-9-96
Time of Run:
Run By: MK
Input Data Filename: TMAR14J1
Output Filename: TMAR14J1.OUT

PROBLEM DESCRIPTION TMAR14J1- ZONA CRITICA 14- ANALISIS CON
ANCL. 35TF @3.5M-SOBRECARGA 2T/M2

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
11 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (ft)	Y-Left (ft)	X-Right (ft)	Y-Right (ft)	Soil Type Below Bnd
1	.00	3.50	1.50	4.10	1
2	1.50	4.10	3.70	4.10	1
3	3.70	4.10	4.00	10.00	1
4	4.00	10.00	10.60	10.40	1
5	10.60	10.40	18.20	10.60	1
6	18.20	10.60	19.20	10.80	2
7	19.20	10.80	19.60	14.00	2
8	.00	2.00	7.50	4.10	2
9	7.50	4.10	10.00	8.10	2
10	10.00	8.10	16.00	9.40	2
11	16.00	9.40	18.20	10.60	2

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (pcf)	Saturated Unit Wt. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constan (psf)	Piez Surface Slo.
	1800.0	1900.0	1300.0	20.0	.00	.0	
2	2500.0	2600.0	1300.0	32.0	.00	.0	

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water =1000.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 5 Coordinate Points

Point No.	X-Water (ft)	Y-Water (ft)
1	.00	4.10
	3.70	4.10
	4.00	6.00
4	7.00	9.00
	19.20	10.80

BOUNDARY LOAD(S)

Load(s) Specified

Load No.	X-Left (ft)	X-Right (ft)	Intensity (lb/sqft)	Deflection (deg)
	5.00	17.00	2000.0	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of .150 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient Of .050 Has Been Assigned

Cavitation Pressure =10000.0 psf

TIEBACK LOAD(S)

3 Tieback Load(s) Specified

Tieback No.	X-Pos (ft)	Y-Pos (ft)	Load (lbs)	Spacing (ft)	Inclination (deg)	Length (ft)
	3.75	5.00	35000.0	3.5	15.00	6.5

2	3.85	7.00	35000.0	3.5	15.00	8.5
3	3.95	9.00	35000.0	3.5	15.00	11.5

NOTE - An Equivalent Line Load Is Calculated For Each Row Of Tieback Assuming A Uniform Distribution Of Load Horizontally Between Individual Tiebacks.

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

Janbus Empirical Coef. is being used for the case of c & phi both > 50 Trial Surfaces Have Been Generated.

50 Surfaces Initiate From Each Of 1 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 3.70 ft. and X = 3.70 ft.

Each Surface Terminates Between X = 7.00 ft. and X = 17.00 ft.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 2.00 ft.

2.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Restrictions Have Been Imposed Upon The Angle Of Initiation. The Angle Has Been Restricted Between The Angles Of -15.0 And -5.0 deg.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Janbu Method * *

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	3.70	4.11
2	5.63	3.60
3	7.63	3.47
4	9.61	3.73
5	11.50	4.38
6	13.23	5.38

305

FROM : MILTON KANJI

PHONE NO.

5511+8837740

Sep. 28 1996 05:39PM

7	14.74	6.70
8	15.95	8.29
9	16.83	10.09
10	16.96	10.57

*** 1.864 ***

ANEXO 08

INFORME DE ANALISIS DE LA REVISION DE DISEÑO DE LA PLACA

ANCLADA ZONA CRITICA ZC 15

CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA / ZONA CRITICA 15

INFORME DE EVALUACION DEL MURO ANCLADO DE LA ZC15

1. INTRODUCCION

El diseño original del muro anclado de la ZC15 necesitó de una revisión para su adaptación a las condiciones del terreno, debido a la continuidad de los procesos de derrumbe y erosión del terreno, en el período transcurrido entre la elaboración del diseño y la licitación para la rehabilitación de la carretera.

Adicionalmente, se ha realizado un sondeo en el sitio, para reconocimiento de las reales condiciones del macizo donde se instalarán los anclajes, obteniéndose informaciones que no eran conocidas a la oportunidad de elaboración del diseñador original.

Siguiendo los mismos criterios de cálculo, capacidad de los anclajes y espaciamiento entre los mismos, establecidos en el diseño original, la empresa contratista de la rehabilitación elaboró un diseño adaptado a las actuales condiciones del terreno, el cual es objeto de la presente evaluación, realizada a través de análisis de estabilidad. Asimismo, se hacen las recomendaciones referentes a la longitud de los anclajes y de los respectivos bulbos, en función de las características del terreno y de las superficies críticas de falla reveladas por los análisis.

2. RESULTADOS DEL SONDEO DE INVESTIGACION

Los resultados del sondeo de investigación realizado en el sitio, coincidentemente con la posición de uno de los anclajes, en el Km 504+922, son presentados en el Registro de Sondeo Rotativo de la Figura 1, anexa.

Se observa que existe una capa superficial de coluvial suelto, conformado por matriz de arena con finos e incluyendo gravas gruesas y bloques de roca, cuyo ángulo de reposo, verificado en la inspección del sitio y estimado por el perfil actual, es de cerca de 28 a 30 grados.

La roca se encuentra a profundidades variables, en función de la forma de la superficie del terreno; en el sondeo, fue encontrada a poco mas de 1m de profundidad, pues el sondeo fue realizado al pie de la excavación para empotrar el muro, pero por el perfil topográfico se estima que su profundidad pueda alcanzar 4 a 5m, como se observa en la FIGURA 2, también anexa.

La roca se ha revelado muy fracturada y con fracturas alteradas; algunas de las fracturas presentan relleno arcilloso y, por lo tanto, son muy débiles al deslizamiento. Por lo general, el valor del RQD de la roca es 0, a excepción de pequeños tramos, del orden de 1m de longitud, en que el valor del RQD es de 13 a 18%, siendo de 40% en un único tramo.

De esta forma, la calidad de la roca no se conforma a las condiciones previstas en el diseño original, exigiendo el ajuste de la longitud de los bulbos y de los anclajes mismos.

3. CONDICIONES PARA LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Fueron realizados análisis de estabilidad con el programa computacional STABL, considerando una sección del muro anclado con 6m de altura, bajo las mismas condiciones básicas establecidas en el diseño original.

De esta forma, los coeficientes sísmicos horizontal y vertical tienen valores de 0.14 y 0.05, respectivamente y los anclajes tienen inclinación de 15 grados

con la horizontal carga de trabajo de 35 tf cada uno, espaciados lateralmente de 3.5m entre si.

Los parámetros geotécnicos considerados para el relleno o para el coluvial, denominados de Suelo 1 adoptados por la proyectista son cohesión de 2.5 t/m² y ángulo de fricción de 35 grados. No obstante, conforme ya mencionado, la observación de campo y del perfil topográfico permite constatar que su ángulo de reposo es de solamente 28 a 30 grados, que corresponde al valor del ángulo de fricción, con baja cohesión. De esta forma los parámetros fueron revaluados para cohesión de 1.5 t/m² y ángulo de fricción de 30 grados.

La roca con RQD inferior a 70% fue denominada como Suelo 2, inexistente en los análisis del diseño original, requiriendo la adopción de parámetros geotécnicos, que son lógicamente superiores a los del Suelo 1. Los parámetros adoptados fueron los siguientes:

PARAMETRO	SUELO 1	SUELO 2
Dens. Nat. (t/m ³)	1.8	2.6
Dens. Sat. (t/m ³)	1.9	2.7
Cohesión (t/m ²)	1.5	4.0
Ang. Fricc.(gr)	30	35

Adicionalmente, se consideraron los siguientes factores: a) napa freática en el Suelo 1 correspondiente a una condición con drenaje, pero bajo lluvias persistentes; b) sobrecarga debido al tráfico, de 2 t/m² y c) 2 líneas de anclajes, ubicadas a cotas de 1m, y 3.7m abajo del tope del muro, aproximadamente.

La situación analizada del subsuelo está representada en el Perfil Geomecánico de la FIGURA 3, anexa.

4. RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Debido a la conformación del terreno, con fuerte pendiente abajo del muro, el análisis fue realizado considerando superficies de falla globales, que puedan desarrollarse en todo el macizo, emergiendo abajo del muro. Las condiciones y parámetros adoptados son los anteriormente mencionados.

Para el caso de superficies globales, incluyendo las dos líneas de anclajes, y bajo condiciones sísmicas, el caso correspondiente es el TMAR15D, presentado en anexo, que corresponde a un Factor de Seguridad de 1.743, considerado adecuado y suficiente para garantizar la estabilidad del talud. Se observa que la 1ra. superficie más crítica se desarrolla totalmente en el terreno coluvial, tangenciando el tope de la caliza. En este caso, la longitud libre de los anclajes es ampliamente suficiente. No obstante, la 2da. superficie más crítica (de valor de Factor de Seguridad solamente ligeramente superior a la primera) se desarrolla también en la caliza y requiere anclajes con longitudes mínimas de 7m para la línea inferior y de 9m para la línea superior, como lo demuestra el gráfico de los resultados.

Los análisis considerando superficies locales, o sea emergiendo en el pie del muro, han revelado Factores de Seguridad más elevados que del caso de superficies globales, no constituyendo riesgo para el proyecto.

5. LONGITUD DEL BULBO DE ANCLAJE

Considerando que el material del subsuelo donde será fijado en roca con RQD muy bajo ($RQD = 0$ a 13) es la longitud del anclaje mínimo recomendable es

de 6.0m, conforme ya hemos informado anteriormente, cuando presentamos el cálculo de los bulbos.

6. LONGITUDES TOTALES DE LOS ANCLAJES

Tomando en cuenta lo mencionado en el ítem N° 4 arriba, las longitudes de los anclajes son las siguientes:

Línea	Long. Libre	Long. Anclada	Tramo p/ Tensado	Longitud Total
Superior	9.0m	6.0m	1.0m	16.0 m
Inferior	7.0m	6.0m	1.0m	14.0 m

7. PROTECCION DE PARTE DEL TRAMO LIBRE DEL ANCLAJE

Teniendo en consideración la situación actual del talud se requiere la ejecución de relleno por detrás del muro, recomendamos que la parte del tramo libre del anclaje, que quede dentro del relleno, sea protegida por un tubo de acero de diámetro HW o PVC clase 15 con diámetro mínimo de ϕ 4", para evitar daños de anclaje por los equipos de movimiento de tierra y compactación.

En la FIGURA N° 4 se presenta la posición recomendada de los anclajes.

Este asunto deberá ser analizado por la Supervisión para la respectiva aprobación.

PROYECTO : CARRET. HUANUCO-TINGO MARIA-TRAMO II SONDEO N° : INVESTIGACION
 UBICACION : ZONA CRITICA N° 15 PROFUNDIDAD : 13.00 m.
 COORDENADAS: N. INCLINACION : 15° R/H.
 E.
 COTA : KM. 504 + 922

PROFUNDIDAD	AVANCE Ø PERFORACION	REVESTIMIENTO	% REC. AGUA	COTA (m.s.n.m.)	PERFIL	DESCRIPCION	FRACTURACION	ALTERACION	
						MURO (PROYECTADO)			
						RELLENO (PROYECTADO)			
						MATERIAL SUELTO, COLUVIAL			
1									
2									
3.15									
4.20							F2	A2	28
4.95									40
6.90							F4	A3	
7.10	HQ					CALIZA GRIS OSCURA, ROCA MUY FRACTURADA, EN PARTES FRAGMENTADA. FRACTURAS RELLENAS POR VENILLAS DE CALCITA. ALTERACION EN LOS PLANOS DE FRACTURAS, SE OBSERVA OXIDACION Y EN ZONAS RELLENO DE MATERIAL ARCILLOSO. (A LOS 9.10 m.)	F2	A2	13
7.85							F4	A3	
8.90									
9.60									
10.75							F2-3	A2	13
11.30									
12.00									
12.60									
13.00						FINAL			

FIGURA N° 1



FIGURA Nº 2

m.)

SUPERFICIE DEL TERRENO

MURO

COLUVIO

RQD = 28 o 40

RQD = 0

RQD = 13

RQD = 0

RQD = 13

RQD = 0

COLUVIO

CALIZA GRIS OSCURA, FRACTURADA, FRACTURAS
RELLENAS POR VENILLAS DE CALCITA.
FRACTURAS RELLENAS CON MATERIAL ARCILLOSO
A LOS 9.10m. RQD.

5

0

5

10

15

20

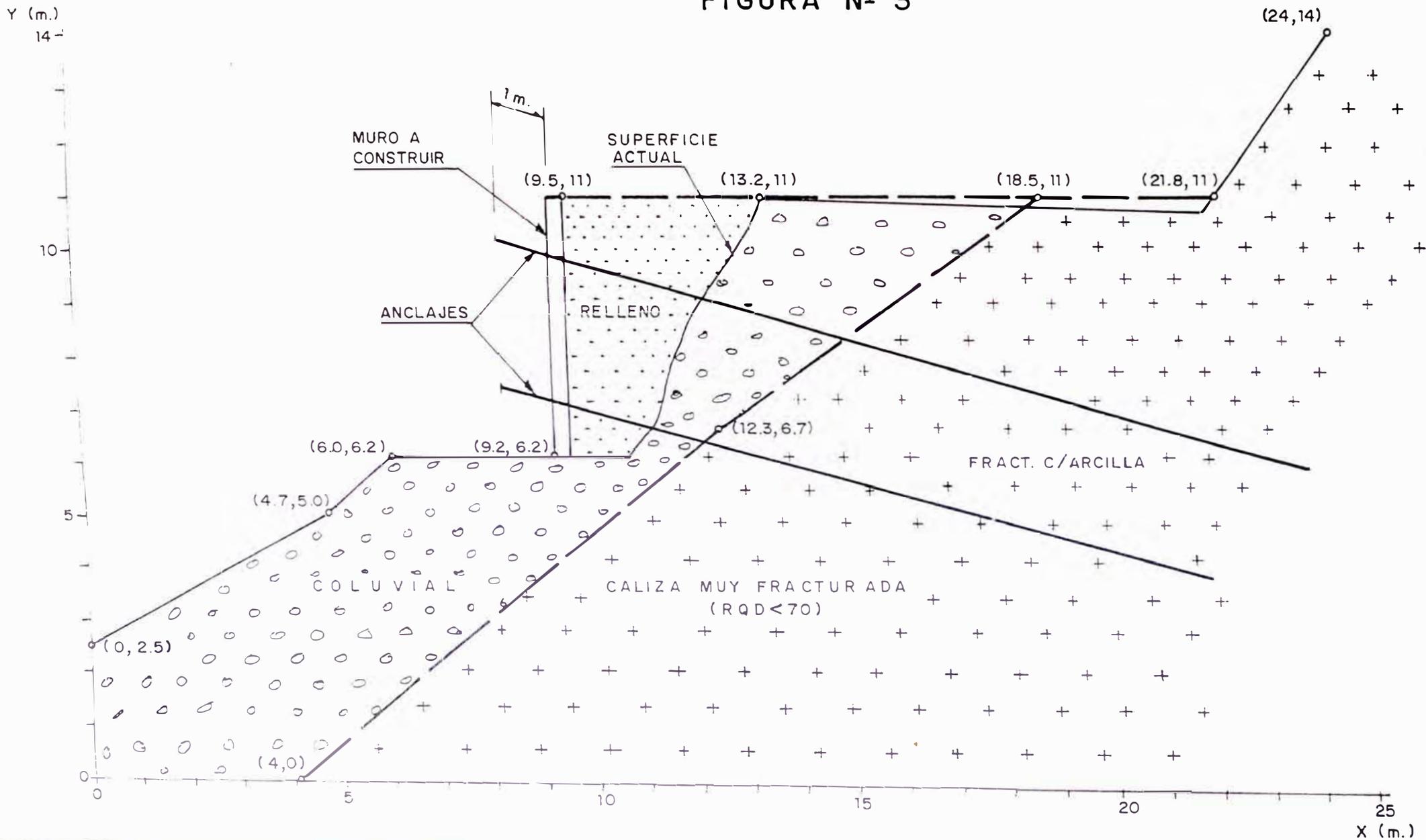
25

X (m.)

ESCALA = 1:100

C. 14.6

FIGURA Nº 3



CARRETERA HUANUCO-TINGOMARIA - TRAMO II
 POSICION RECOMENDADA DE LOS ANCLAJES
 ZONA ZC -15

FIGURA Nº 4

LINEA	LONG. LIBRE (m.)	LONG. ANCLADA(m.)	TRAMO P' TENSADO (m.)	LONG.TOTAL (m.)
SUPERIOR	9.0	6.0	1.0	16.0
INFERIOR	7.0	6.0	1.0	14.0

SUPERFICIE DEL TERRENO

MURO

RELLENO

COLUVIO

TUBO Ø 4"

LI = 9m

RQD = 28 a 40

LI = 7m

RQD = 0

RQD = 13

RQD = 0

RQD = 13

RQD = 0

La = 6m.

La = 6m.

CALIZA GRIS OSCURA, FRACTURADA, FRACTURAS
 RELLENAS POR VENILLAS DE CALCITA.
 FRACTURAS RELLENAS CON MATERIAL ARCILLOSO
 A LOS 9.10m RQD.

Y (m.)

14

10

5

0

0

5

10

15

20

25

X (m.)

ESCALA = 1:100

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 12-10-96
Time of Run:
Run By: MK
Input Data Filename: TMAR15D
Output Filename: TMAR15D.OUT

PROBLEM DESCRIPTION TMAR15D - ANALYSIS MURO, ANCL 35TF @3.5M

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
9 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (ft)	Y-Left (ft)	X-Right (ft)	Y-Right (ft)	Soil Type Below Bnd
1	.00	2.50	4.70	5.00	1
2	4.70	5.00	9.20	6.20	1
3	9.20	6.20	9.50	11.00	1
4	9.50	11.00	13.20	11.00	1
5	13.20	11.00	18.50	11.00	1
6	18.50	11.00	21.80	11.00	2
7	21.80	11.00	24.00	14.00	2
8	4.00	.00	12.30	6.70	2
9	12.30	6.70	18.50	11.00	2

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (pcf)	Saturated Unit Wt. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (psf)	Piez. Surface No.
1	1800.0	1900.0	1500.0	30.0	.00	.0	
2	2600.0	2700.0	4000.0	35.0	.00	.0	

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water =1000.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 5 Coordinate Points

Point No.	X-Water (ft)	Y-Water (ft)
1	.00	2.50
2	9.20	6.20
3	9.50	8.00
4	10.00	10.00
5	21.80	11.00

BOUNDARY LOAD(S)

Load(s) Specified

Load No.	X-Left (ft)	X-Right (ft)	Intensity (lb/sqft)	Deflection (deg)
	10.00	21.00	2000.0	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient of .140 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient of .050 Has Been Assigned

Aviation Pressure =10000.0 psf

EBACK LOAD(S)

2 Tieback Load(s) Specified

Tieback No.	X-Pos (ft)	Y-Pos (ft)	Load (lbs)	Spacing (ft)	Inclination (deg)	Length (ft)
2	9.27	7.30	35000.0	3.5	15.00	8.0
	9.44	10.00	35000.0	3.5	15.00	9.0

FROM : MILTON KANJI

PHONE NO. 5511+8837740

378
Oct. 14 1996 11:24AM P8

5	5.97	3.42
6	6.95	3.64
7	7.90	3.95
8	8.81	4.36
9	9.68	4.85
10	10.50	5.43
11	11.25	6.09
12	11.93	6.82
13	12.54	7.61
14	13.06	8.47
15	13.50	9.37
16	13.84	10.30
17	14.02	11.00

*** 1.743 ***

NOTE - An Equivalent Line Load Is Calculated For Each Row Of Tiebacks Assuming A Uniform Distribution Of Load Horizontally Between Individual Tiebacks.

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

Janbus Empirical Coef. is being used for the case of c & ϕ both > 0
100 Trial Surfaces Have Been Generated.

20 Surfaces Initiate From Each Of 5 Points Equally Spaced
Along The Ground Surface Between $X = 2.00$ ft.
and $X = 9.20$ ft.

Each Surface Terminates Between $X = 11.00$ ft.
and $X = 21.00$ ft.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
At Which A Surface Extends Is $Y = .00$ ft.

1.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Restrictions Have Been Imposed Upon The Angle Of Initiation.
The Angle Has Been Restricted Between The Angles Of -15.0
And -5.0 deg.

Factor Of Safety Calculation Has Gone Through Ten Iterations

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical
First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Janbu Method

Failure Surface Specified By 17 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
	2.00	3.56
2	2.98	3.38
3	3.98	3.29
4	4.98	3.31

NOTE - An Equivalent Line Load Is Calculated For Each Row Of Tiebacks Assuming A Uniform Distribution Of Load Horizontally Between Individual Tiebacks.

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

Janbus Empirical Coef. is being used for the case of c & ϕ both > 0
100 Trial Surfaces Have Been Generated.

20 Surfaces Initiate From Each Of 5 Points Equally Spaced
Along The Ground Surface Between $X = 2.00$ ft.
and $X = 9.20$ ft.

Each Surface Terminates Between $X = 11.00$ ft.
and $X = 21.00$ ft.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
At Which A Surface Extends Is $Y = .00$ ft.

1.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Restrictions Have Been Imposed Upon The Angle Of Initiation.
The Angle Has Been Restricted Between The Angles Of -15.0
And -5.0 deg.

Factor Of Safety Calculation Has Gone Through Ten Iterations

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical
First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Janbu Method * *

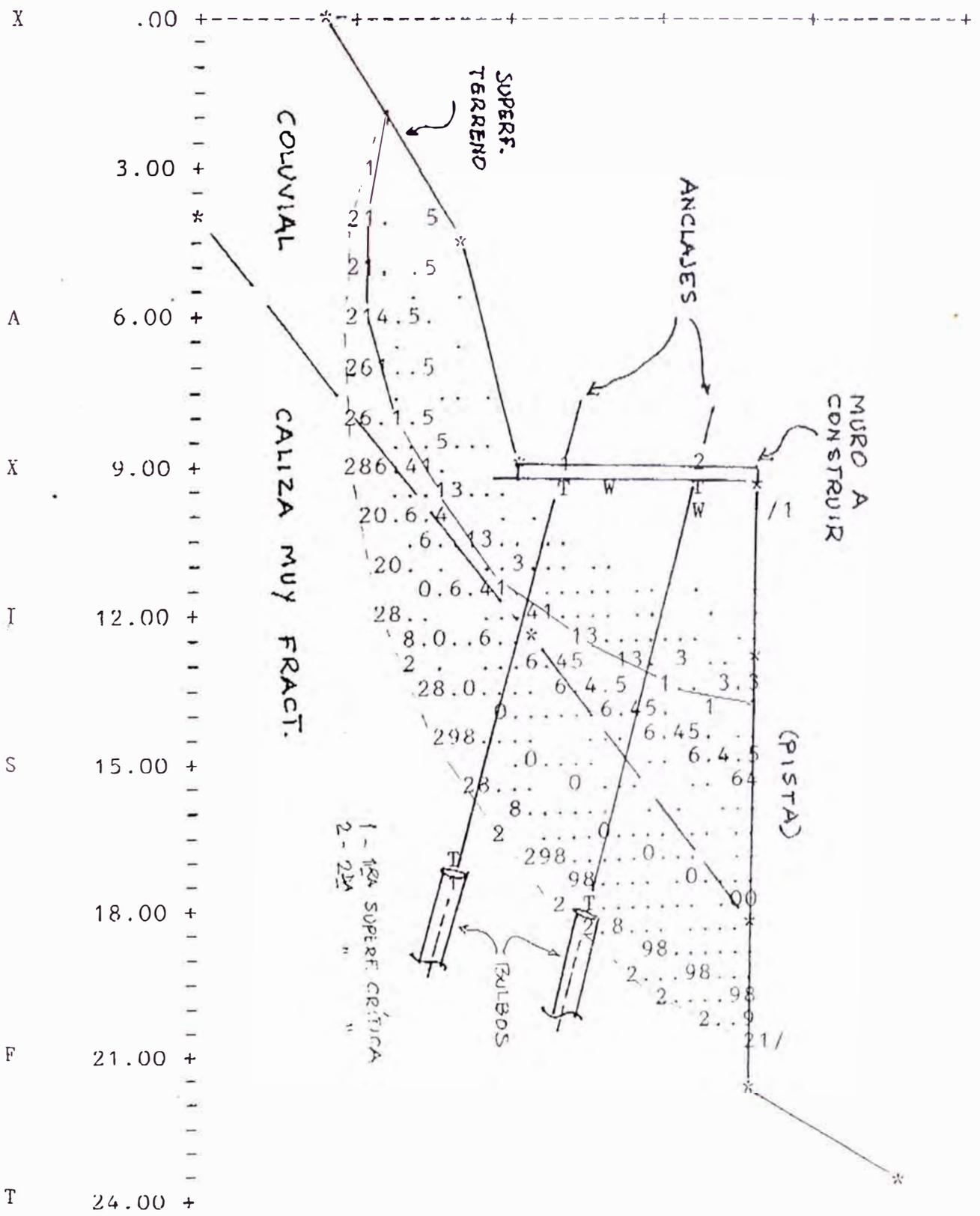
Failure Surface Specified By 17 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (ft)	Y-Surf (ft)
1	2.00	3.56
2	2.98	3.38
3	3.98	3.29
4	4.98	3.31

(TMAR15D)

Y A X I S F T

.00 3.00 6.00 9.00 12.00 15.00



ANEXO 09

INFORME DE ANALISIS DE LA REVISION DE DISEÑO DE LA PLACA

ANCLADA ZONA CRITICA ZC 16

CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA ZONA CRITICA 16

INFORME DE EVALUACION DEL MURO ANCLADO DE LA ZC-16

1. INTRODUCCION

El diseño original del muro anclado de la Zona ZC-16 necesitó de una revisión para la adaptación a las condiciones topográficas reales del terreno, debido a los derrumbes localizados y erosiones que ocurrieron durante el período transcurrido entre la elaboración del diseño y a la contratación de las obras de rehabilitación de la carretera.

Para confirmar las condiciones geológicas del subsuelo, el Contratista ha ejecutado un sondeo de investigación con recuperación de testigos, obteniéndose informaciones que no fueron conocidas durante la elaboración del diseño original.

Los datos geológicos obtenidos en el sondeo ejecutado, permiten la definición del modelo geomecánico para el análisis de estabilidad y determinación de la capacidad de carga de los anclajes, manteniéndose la posición de los mismos, conforme la lámina ZC16-02. Ese estudio, fue desarrollado considerando solamente las modificaciones topográficas y manteniéndose las condiciones geológicas previstas en el diseño original. Después de ejecutado el sondeo, se tomó conocimiento de las reales condiciones de la geología local, en base al cual se ha efectuado el análisis de estabilidad.

2. RESULTADO DEL SONDEO DE INVESTIGACION

El resultado del sondeo de investigación ejecutado en el sitio de la zona ZC-16, es presentado en el registro del sondeo rotativo de la figura N° 1, anexo.

El subsuelo local dentro de los límites del alcance del sondeo, esta constituido de un depósito coluvial con presencia de bloques y bolones de dimensión variable de hasta 1.40 m-1.50 m de diámetro, con matriz de limo arenoso resultante de la descomposición de calizas. El perfil geológico esta presentado en la figura N° 2 y el modelo geomecánico esta presentado en la figura N° 3.

Como se puede observar, la calidad del macizo de la roca presenta condiciones diferentes de las consideradas en el diseño original, lo que exige una modificación de la capacidad de carga, longitudes de los bulbos y de los anclajes mismos.

3. CONDICIONES PARA LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Datos:

$$H = 10 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$c = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$K_a = \text{Tg} (45 + 25/2) = 0.64$$

$$E_a = (1/2 \times 1.8 \times 10^2 \times 0.64) - (2 \times 0.5 \times 10 \times \sqrt{0.64}) = 49.6 \text{ t/m}$$

$$E_a = 50 \text{ t/m} \checkmark$$

Carga del Anclaje por Metro de Muro

$$T \text{ Cos } i = FS \times E_a$$

$$T = \frac{1.5 \times 50}{\text{Cos } 15^\circ} = 77.64 \text{ t/m}$$

Considerando 3 líneas de anclajes y espaciados entre ellos de 2.70 m la capacidad de carga de cada anclaje es:

$$T_a = \frac{2.70 \times 77.64}{3} = 69.87 \approx 70 \text{ Ton.}$$

4. LONGITUD DEL BULBO DEL ANCLAJE

Considerando que el material del subsuelo donde será fijado el bulbo, es de mala calidad con RQD=0, la longitud mínima recomendable del tramo anclado es de 10 metros para alcanzar 70 ton de carga de trabajo.

5. LONGITUD TOTAL DE LOS ANCLAJES

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente, las nuevas longitudes de los anclajes son los siguientes:

Línea	Long. Libre (m)	Long. Anclada (m)	Tramo plensado (m)	Long. Total (m)
Superior	12.0	10.0	1.0	23.0
Intermedia	10.0	10.0	1.0	21.0
Inferior	8.0	10.0	1.0	17.0

6. PROTECCION DE PARTE DEL TRAMO LIBRE DEL ANCLAJE

Las condiciones actuales del talud, requiere la ejecución de relleno por detrás del muro, por eso, parte del tramo libre del anclaje quedará en ese tramo de relleno. Durante la actividad de ejecución del relleno, la parte del tramo libre puede ser dañada por los equipos de movimiento de tierra y de compactación. Por lo que, es necesario proteger esa parte del anclaje con tubos de acero de ϕ 4" o tubo PVC clase 15 de ϕ 4".

En la figura N^o 4, en anexo, se presenta la posición recomendada de los anclajes en el muro.

7. PERFORACION

Considerando las malas condiciones del subsuelo, la perforación deberá ser hecha de forma telescopada, empleando las tuberías de revestimiento también telescopado con diámetro P y H.

Considerando que los bloques de roca están erráticamente distribuidos en la masa del macizo, habrá desestabilización continua de la pared del sondeo, situación que provocará el atrapamiento continuo de la tubería de perforación y del revestimiento.

En tales condiciones, es necesario la ejecución de inyecciones de consolidación de la pared del hueco en forma continua a medida que la perforación avanza. Es decir, la perforación será ejecutada en etapas, cada etapa incluye la perforación del macizo, inyección de lechada para estabilizar la pared del taladro y reperforación del tramo perforado e inyectado. Es decir el metrado de la perforación según los

procedimientos indicados en las especificaciones técnicas, no es el adecuado para la real condición de la formación del macizo.

Se recomienda que la perforación sea ejecutada desde la línea superior, siguiendo la intermedia y terminando con la línea inferior.

8. INYECCION DE CONSOLIDACION DE LAS PAREDES

La inyección será ejecutada en el tramo perforado cuando se observe desestabilización de la pared del hueco durante la perforación. Se usará lechada de agua-cemento con factor 0.5 en peso, la cual será inyectada desde el fondo del hueco, usando las tuberías de perforación u otro tubo que garantice la perfecta operación.

9. CONCLUSIONES

9.1 La capacidad de carga de los anclajes indicados en la lámina 2C-16-02 de GyM - Cosapi, deberá ser modificada de 35 toneladas para 70 toneladas, para un FS de 1.5 estático.

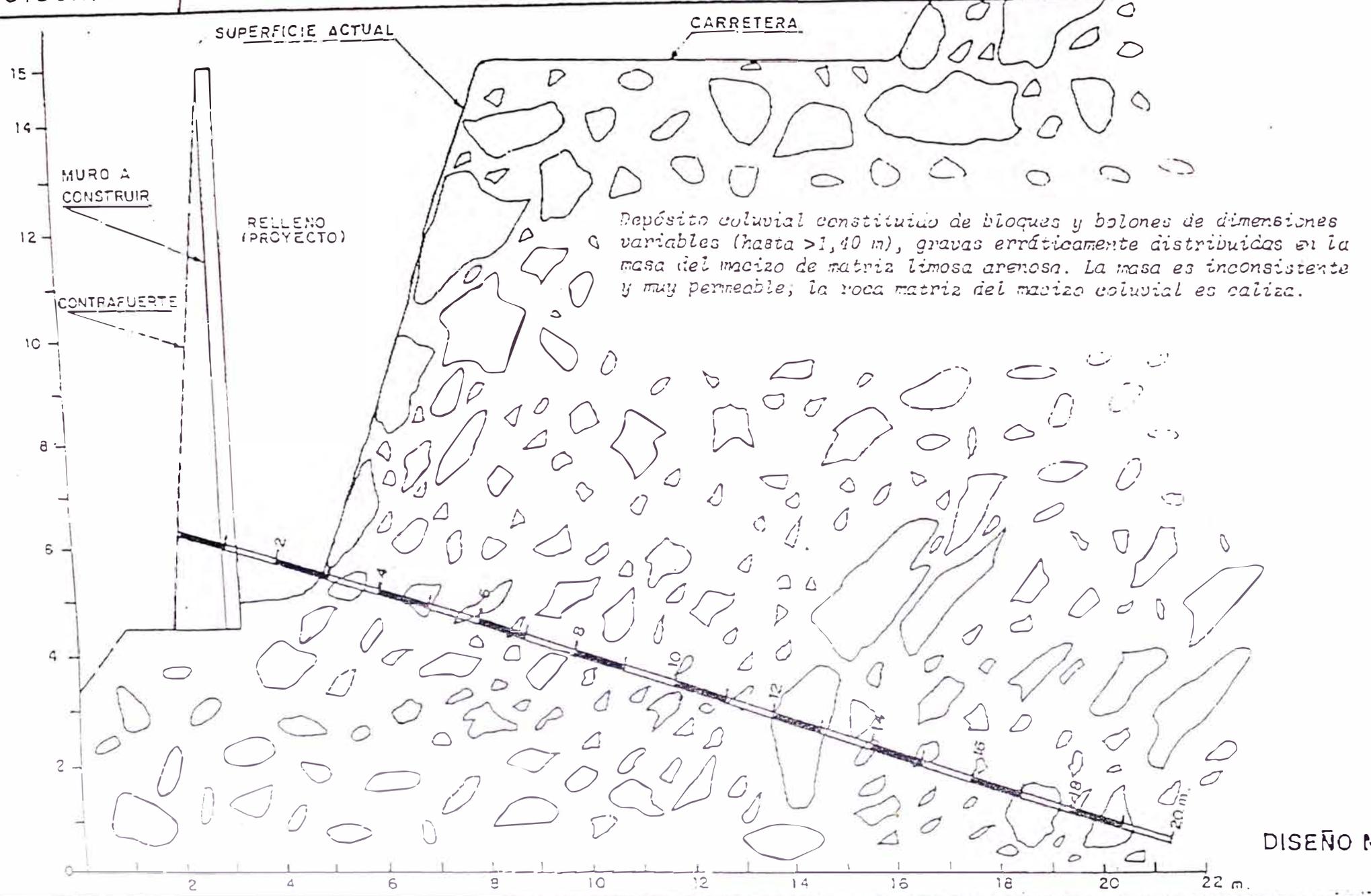
9.2 El talud de montante de la carretera deberá ser analizado, teniéndose en cuenta que esa área no fue estudiada por el diseñador y que aparentemente presenta condiciones potenciales de estabilidad precaria.

Es recomendable también en el área de montante, la instalación de instrumentos para la evaluación de las condiciones de deformabilidad del macizo. Por eso, es necesario la instalación de inclinómetros desde la superficie hasta la roca, garantizando el empotramiento de 3 metros al mínimo en la roca matriz.

9.3 En lo que se refiere al pie del talud que continuamente es agredido por las avenidas del río, recomendamos que para evitar socavaciones futuras que puedan comprometer la estabilidad local de la ladera, se construya las obras necesarias de protección del talud.

9.4 La perforación en ese material deberá ser telescopado con ϕP y H, y debido a las malas condiciones de estabilidad de la pared de la perforación que provoca el atrapamiento de la tubería de perforación y revestimiento, será necesario hacer inyecciones de consolidación de la pared del taladro y reperforación del tramo inyectado.

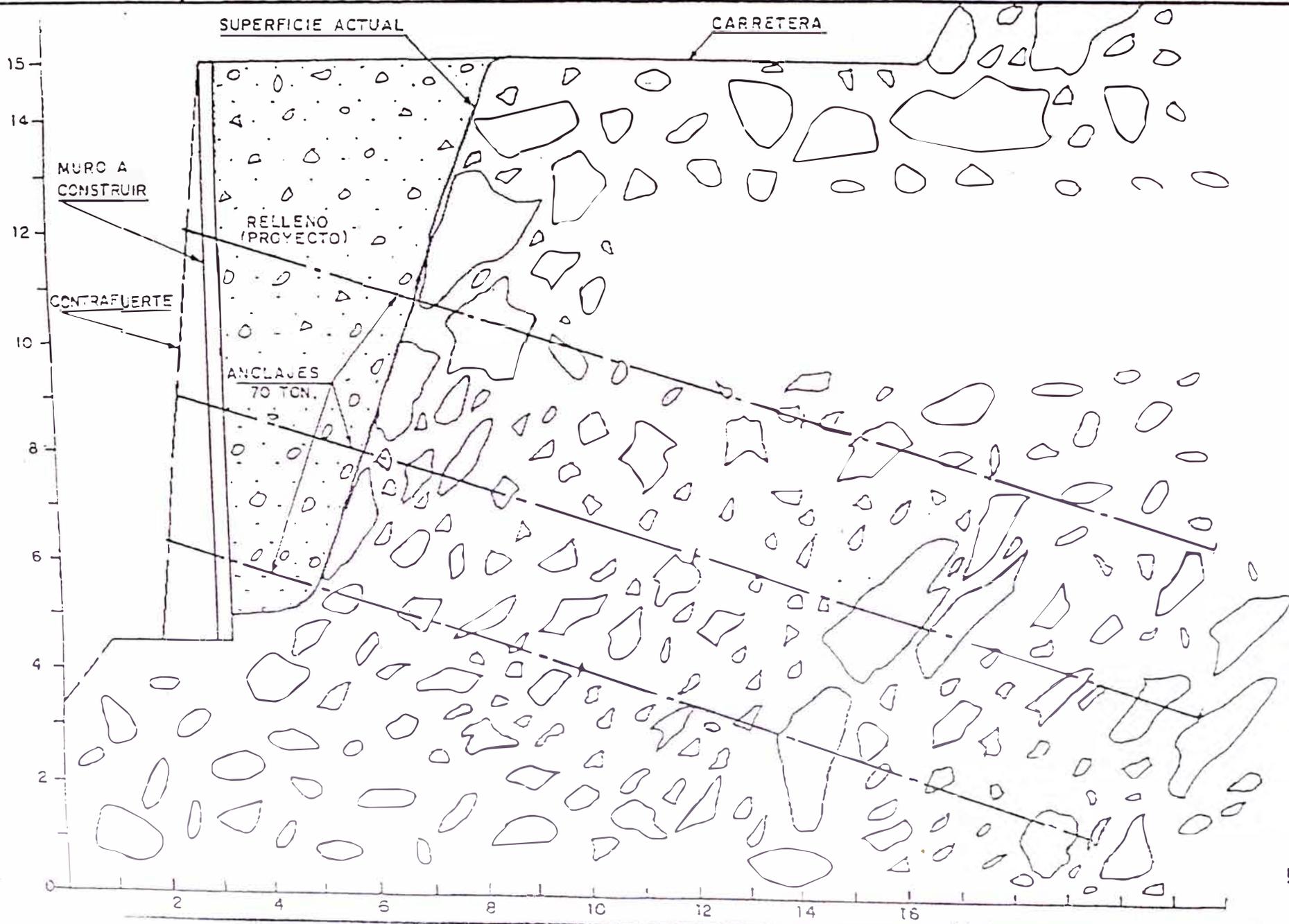
CARRETERA HUANUCO - TINGOMARIA - TRAMO II
PERFIL GEOLOGICO - ZONA Nº 16



603

DISEÑO Nº 2

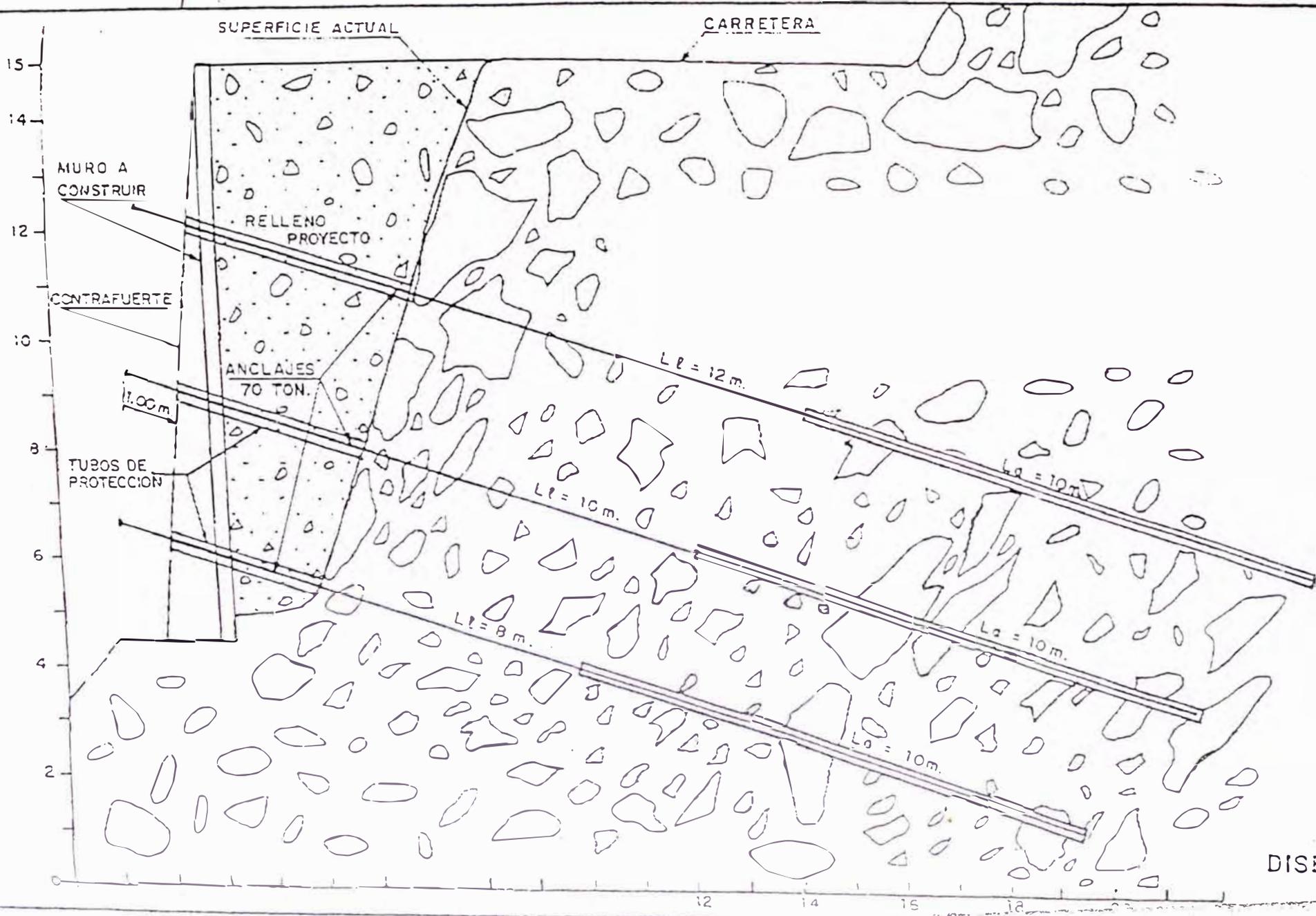
CARRETERA HUANUCO - TINGOMARIA - TRAMO II
ZONA CRITICA ZC-16 DISEÑO REVISADO (VERIFICACION)
MODELO GEOMECANICO ADOPTADO



DISEÑO N°3

303

CARRETERA HUANUCO - TINGOMARIA - TRAMO II
POSICION RECOMENDADA DE LOS ANCLAJES
ZONA CRITICA ZC-16 DISEÑO REVISADO (VERIFICACION)



DISEÑO N° 4

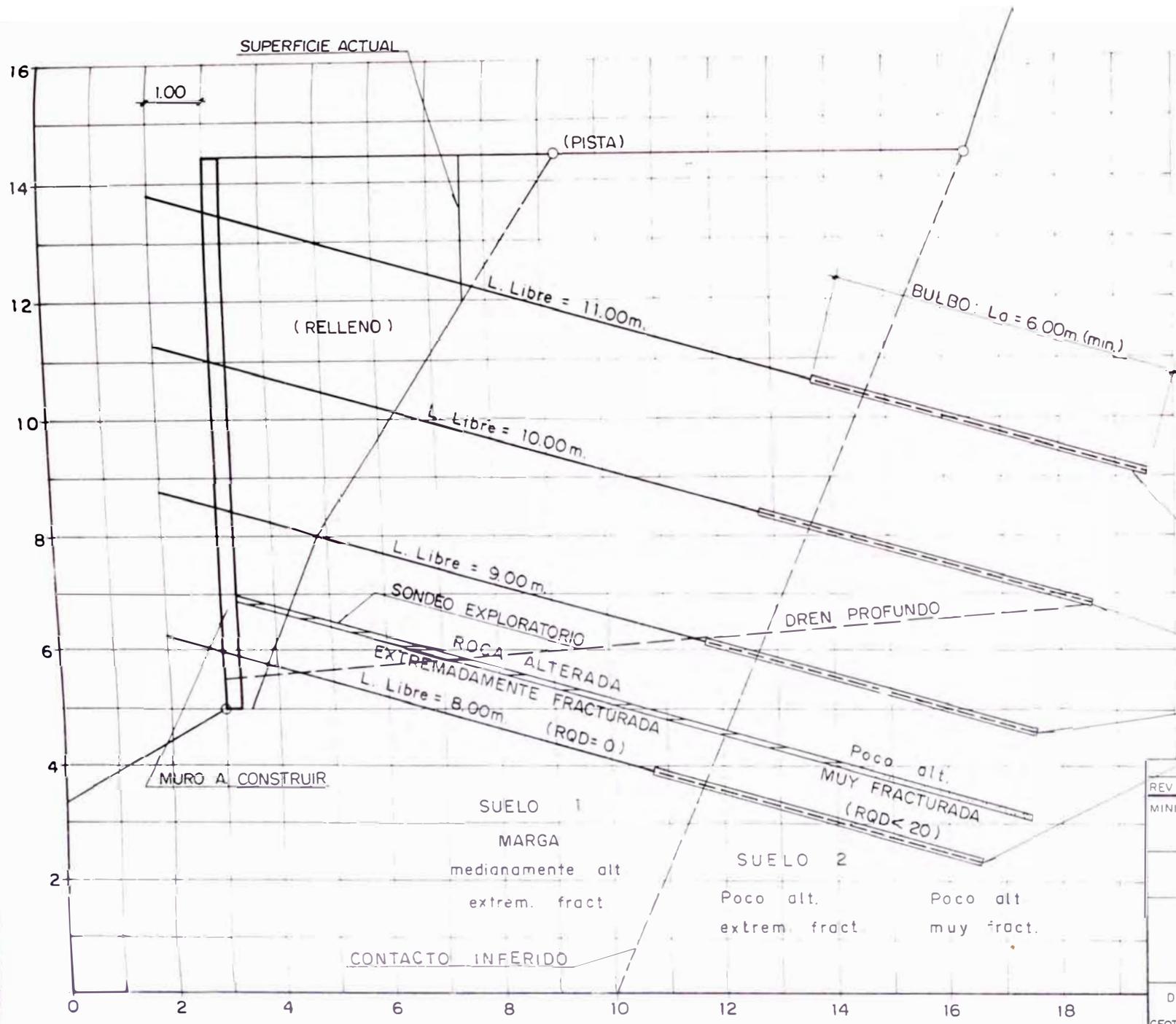
RELACION DE PLANOS

RP 01

ZONA CRITICA 09

MARGA
Poco alt

MODELO DE ANALISIS DE ESTABILIDAD (Km.483+260)



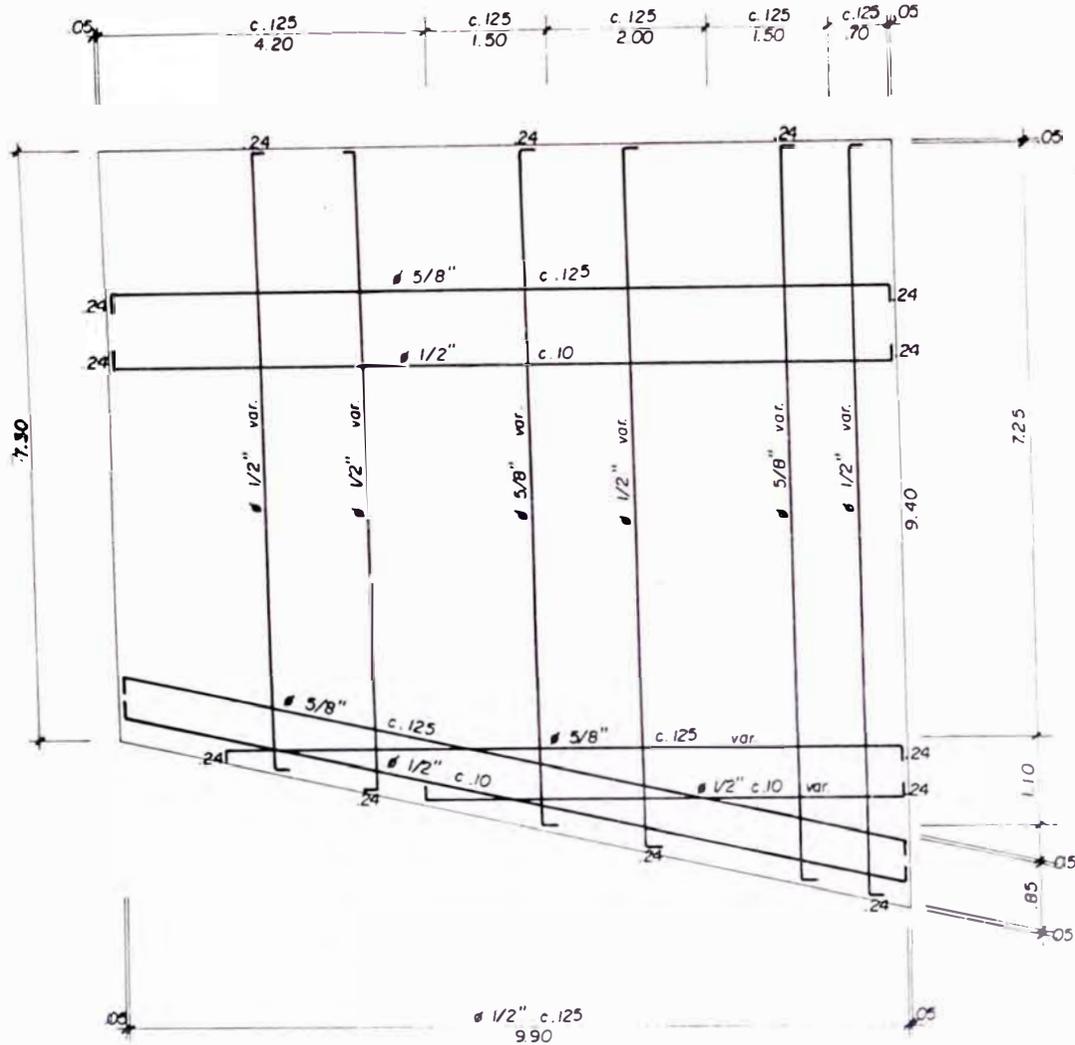
ESC. 1/100

003

REV	No	DESCRIPCION	DIS	REV	APR	FED
MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION PERT						
REHABILITACION DE LA CARRETERA HJANUCO - TINGO MARIA						
ZONA CRITICA N° 09 LONGITUD DE ANCLAJES						
DIS	DIB.	REV	APR	FECHA		
GEOTEC. S.A.	J.LLV	F.R.	J.M.G.	OCT. 96		

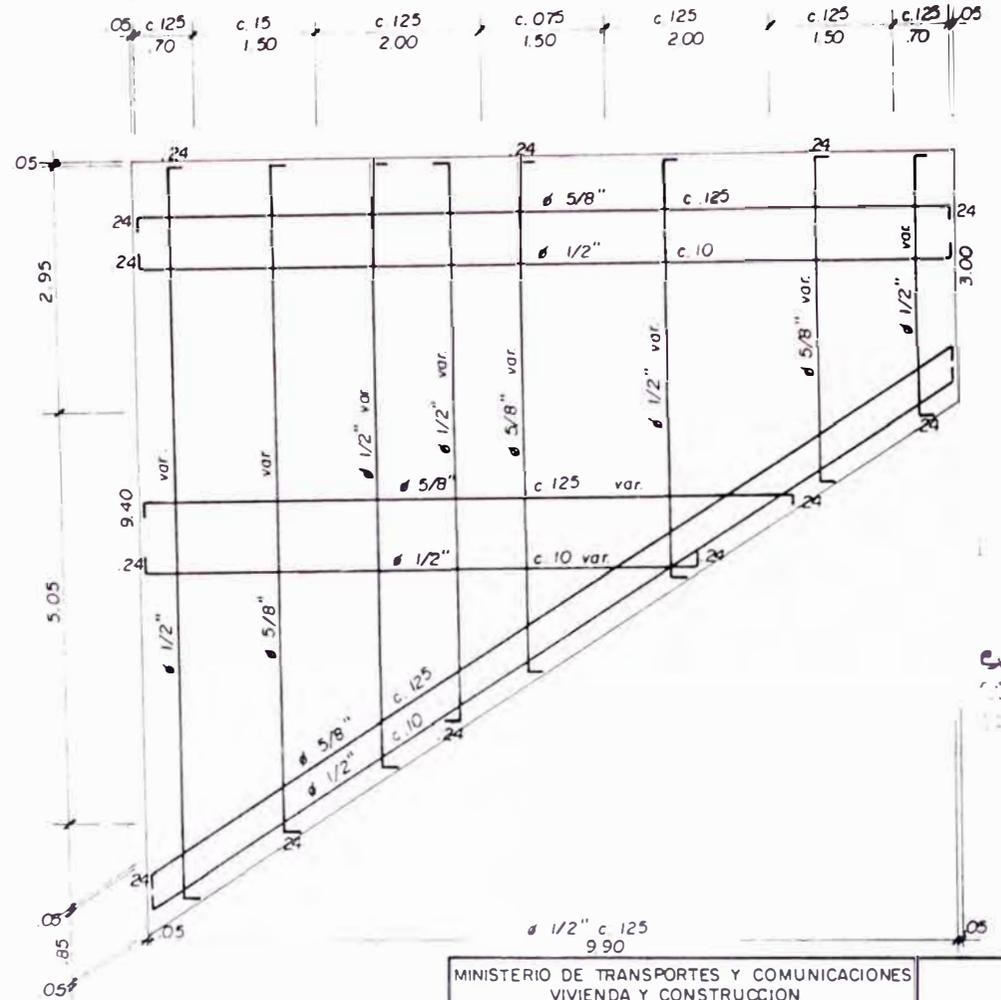


PANEL H



ESC 1 / 100

PANEL I



MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
PERT

REHABILITACION DE LA CARRETERA
HUANUCO - TINGO MARIA

ZONA CRITICA ZC-9
- ARMADURA -
KM. 483+335 - KM. 483+307

DIS	DIB	REV	APR	FECHA
PROYEC	J LL V	J M G	J M G	AGO 96

30

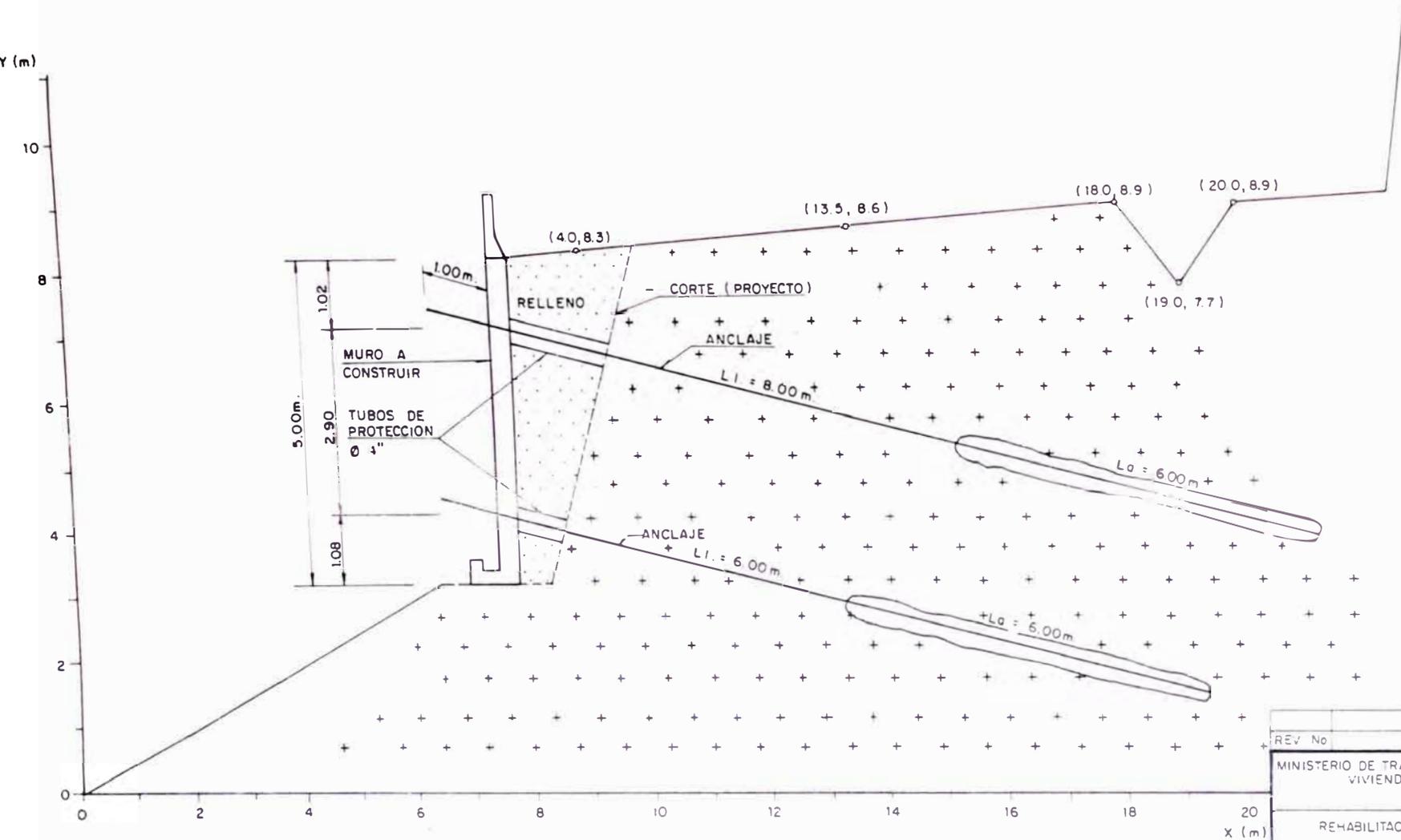
S & Z
S & Z Consultores Asociados
LIMA - PERU

RELACION DE PLANOS

RP 02

ZONA CRITICA 10

CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA TRAMO II POSICION RECOMENDADA DE LOS ANCLAJES



REV No	DESCRIPCION	DIS	REV	APR	FECHA
	MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION PERT				
	REHABILITACION DE LA CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA				
	ZONA CRITICA Nº 10 Km. 484+946				
DIS	DIB	REV	APR	FECHA	
GEOTEC.SA	J.L.L.V.	J.M.G	J.M.G	OCT. 96	



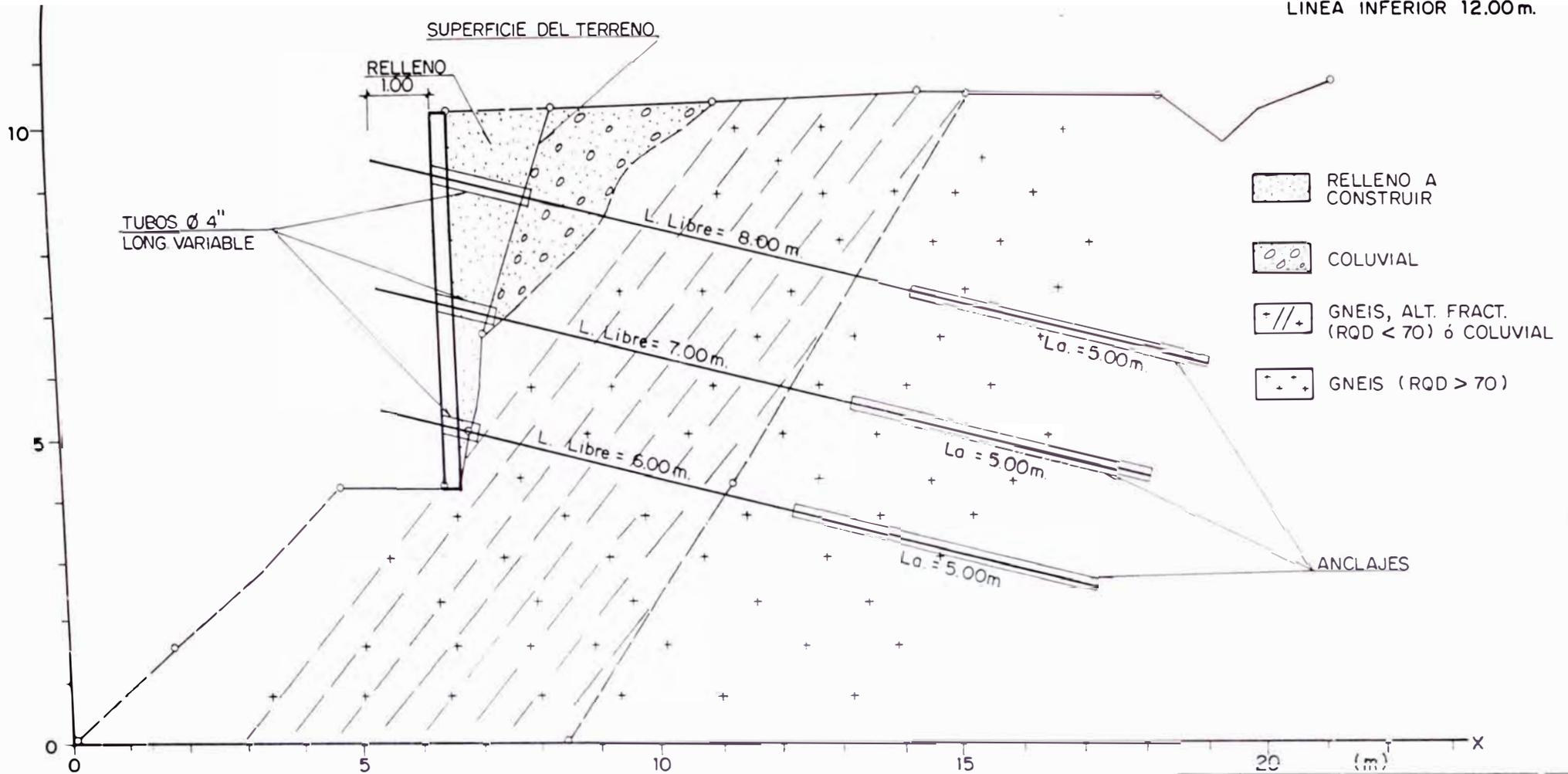
ESCALA = 1/100

RELACION DE PLANOS

RP 03

ZONA CRITICA 12

LONGITUD DE LOS ANCLAJES
 LINEA SUPERIOR 14.00m.
 LINEA INTERMEDIA 13.00m.
 LINEA INFERIOR 12.00m.



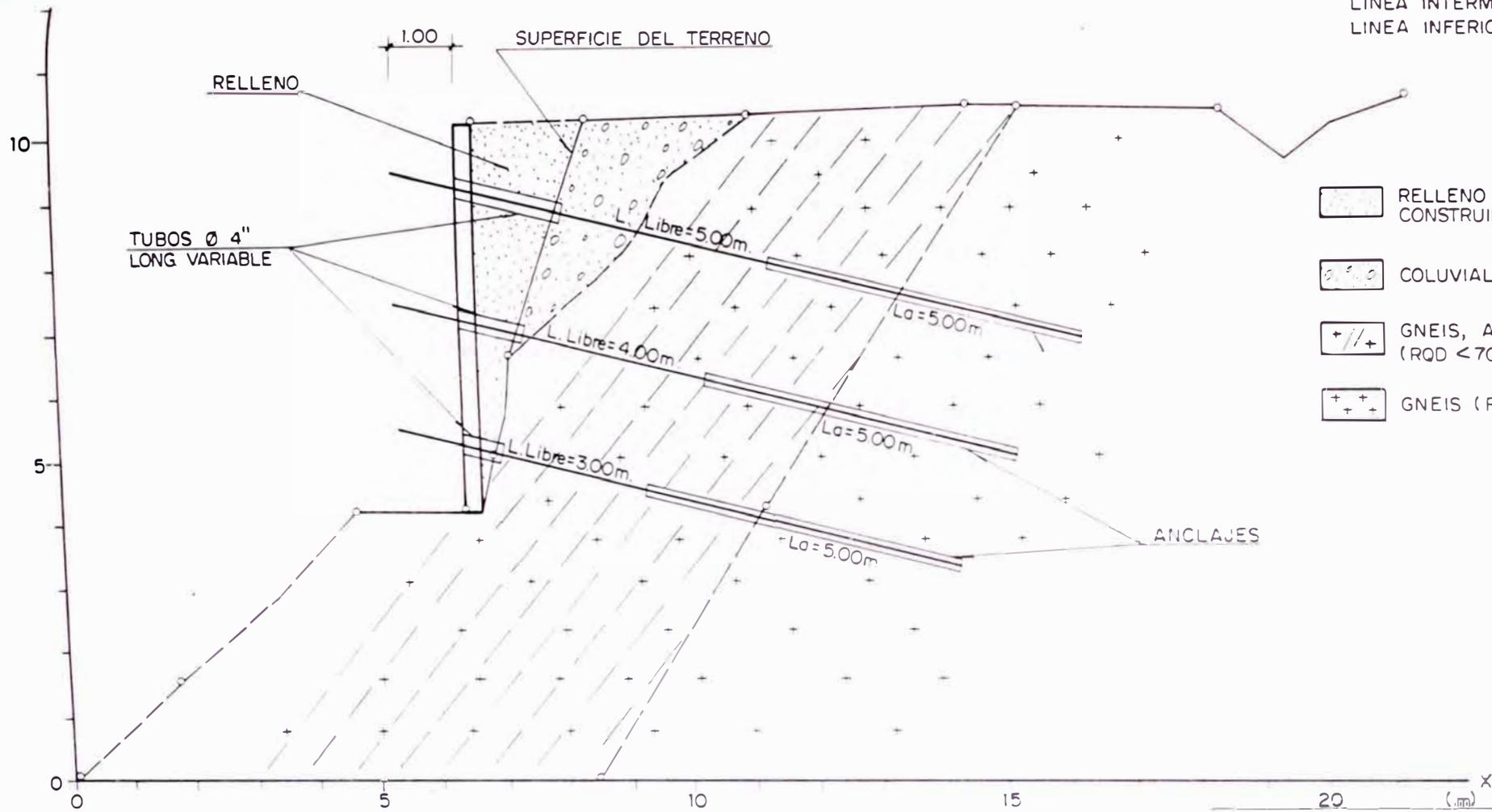
POSICION RECOMENDADA DE LOS ANCLAJES

ESC. 1/100

REV No	DESCRIPCION	DIS	REV	APR	FECHA
MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION PERT					
REHABILITACION DE LA CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA					
ZONA CRITICA N° 12 PANELES A, A', B y C					
DIS	DIB	REV	APR	FECHA	
GEOTEC SA	J LLV	FR	J M G	OCT 96	

S & Z
 S & Z Consultores Asociados
 LIMA - PERU

LONGITUD DE LOS ANCLAJES
 LINEA SUPERIOR 11.00 m.
 LINEA INTERMEDIA 10.00 m.
 LINEA INFERIOR 9.00 m.



- RELLENO A CONSTRUIR
- COLUVIAL
- GNEIS, ALT. FRACT. (RQD < 70) ó COLUVIAL
- + + + GNEIS (RQD > 70)

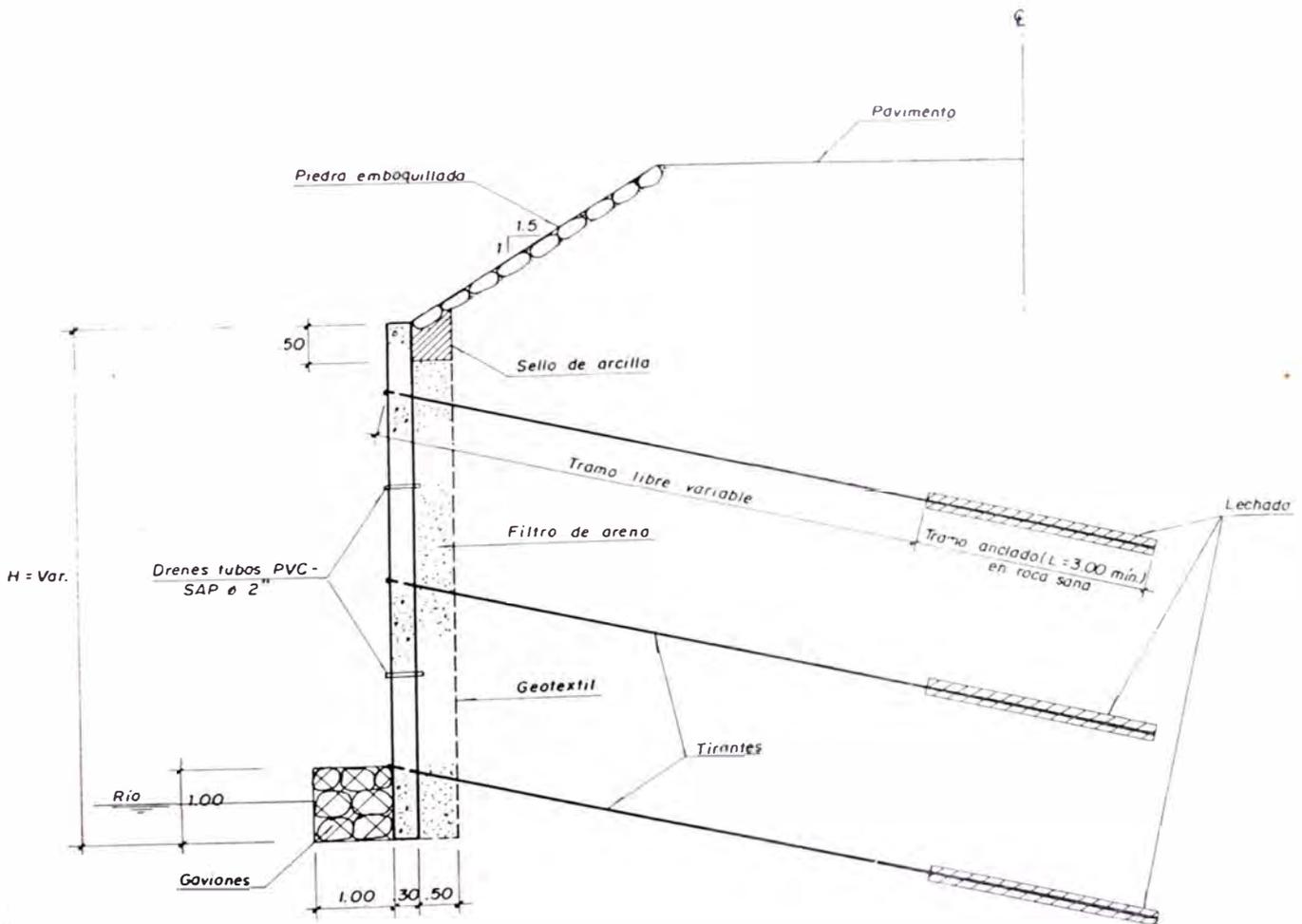
POSICION RECOMENDADA DE LOS ANCLAJES
 ESC 1/100

REV. No	DESCRIPCION	DIS	REV	APP	FECH
	MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION PERT				
	REHABILITACION DE LA CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA				
ZONA CRITICA N° 12 PANELES D, E y F					
DIS	DIB	REV	APP	FECHA	 S&Z Consultores Asociados LIMA - PERU
GEOTEC SA	JLLV	FR	JM G	OCT 96	

RELACION DE PLANOS

RP 04

ZONA CRITICA 13B



SECCION TRANSVERSAL

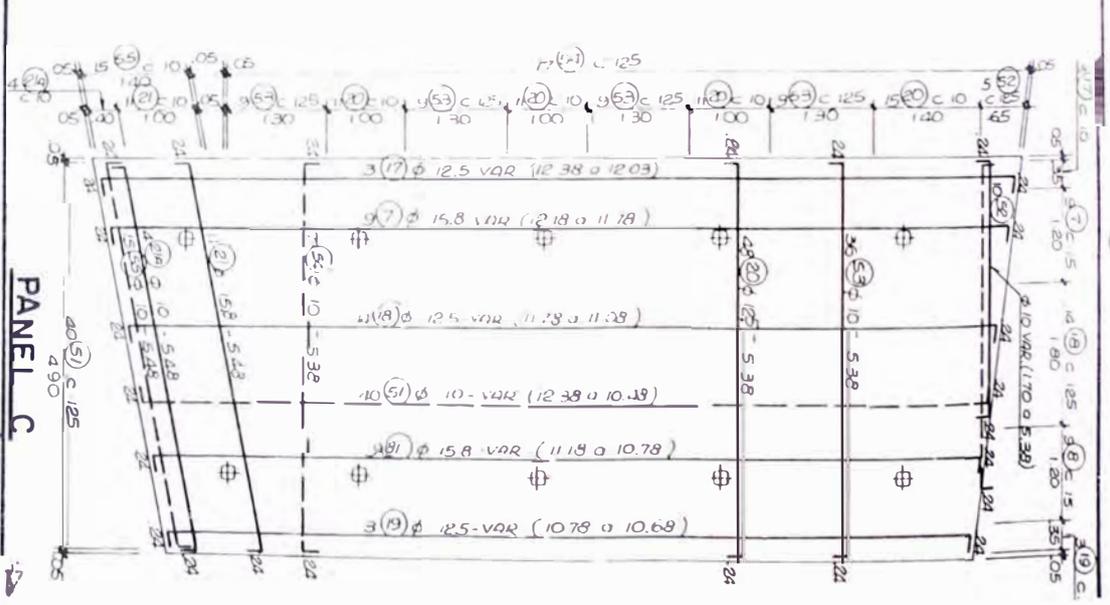
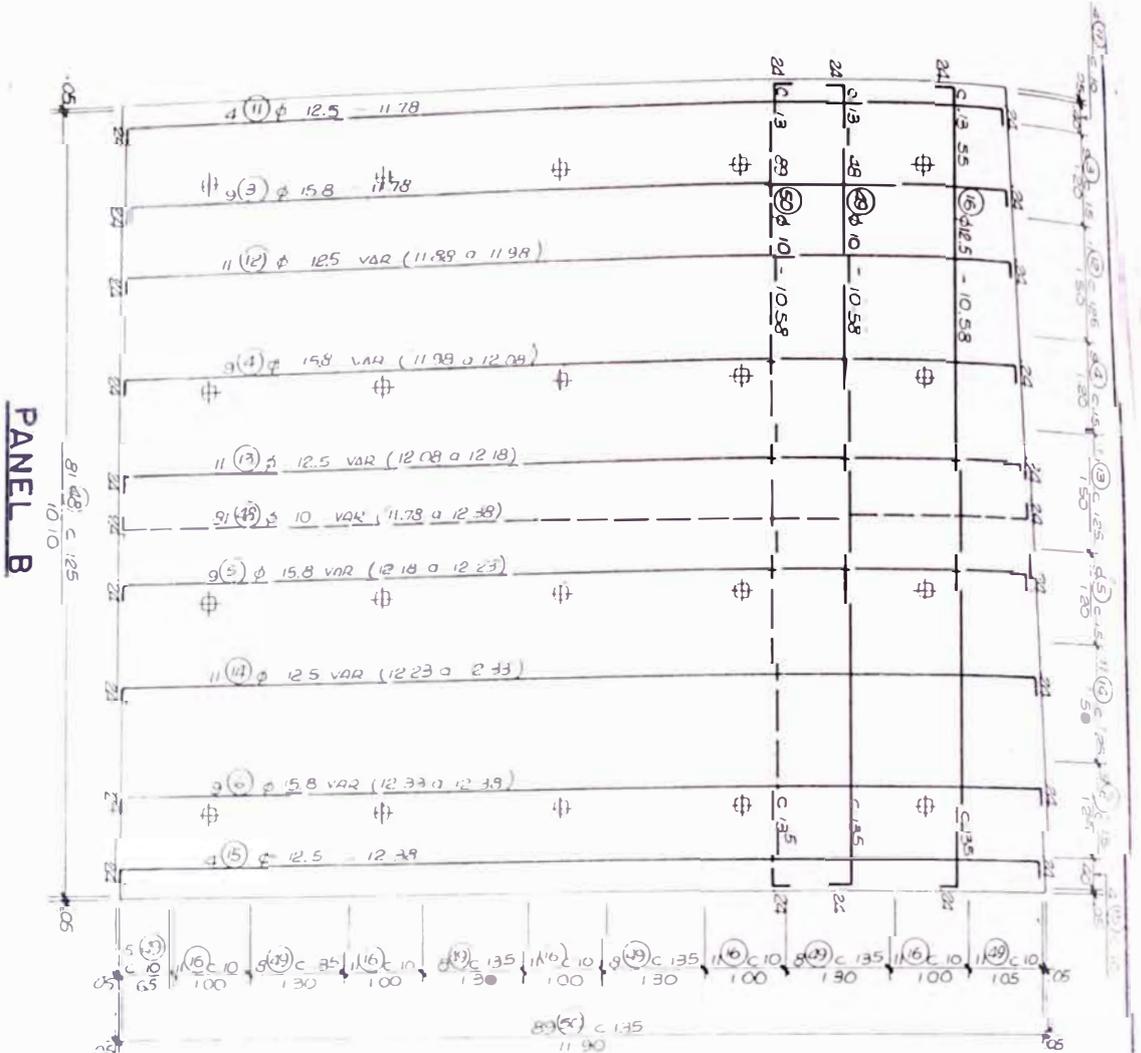
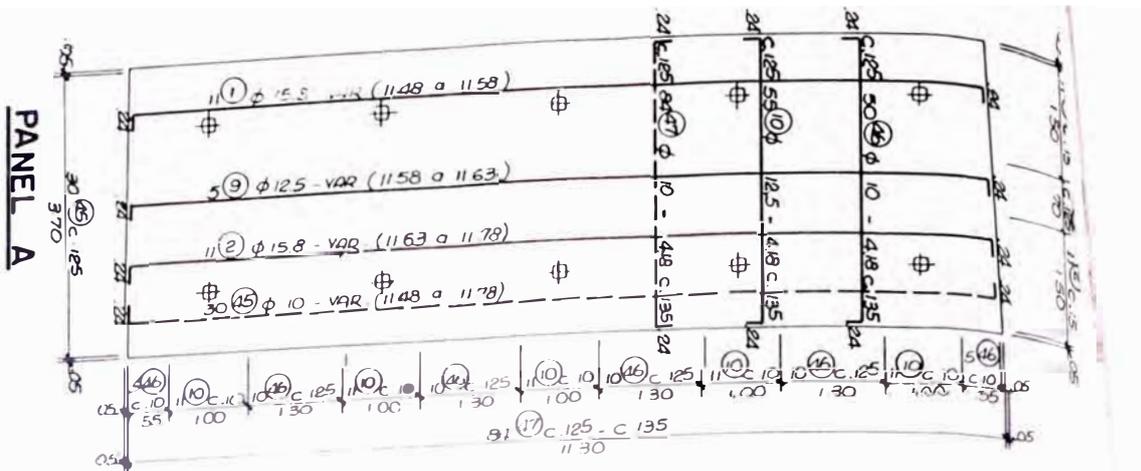
ESC. 1/100

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION PERT					3 de 3
REHABILITACION DE LA CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA					
ZONA CRITICA ZC - 13B SECCION TIPICA KM. 492+998 KM. 493+065					 S&Z Consultores Asociados LIMA - PERU
DIS.	DIB.	REV.	APR.	FECHA	
J. L. L. V.	J. M. G.	J. M. G.	AGO 96		

RELACION DE PLANOS

RP 05

ZONA CRITICA 13 CI



LEYENDA
 FERRO EN LA CARA EXTERNA
 FERRO EN LA CARA INTERNA
 ARMADURAS

ESC. 1:100

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
 VIVIENDA Y CONSTRUCCION
 PERT

REHABILITACION DE LA CARRETERA
 HUANUCO - TINGO MARIA

SECTOR I
 ZONA CRITICA ZC - 13 C
 ARMADURA
 KM 494+520 - KM 494+538.8

D/S	D/S	REV	APR	FECHA
A/C/L/L	A/L/V	A/B/M	J/M/G	D/C 96



1 de 1

RELACION DE PLANOS

RP 06

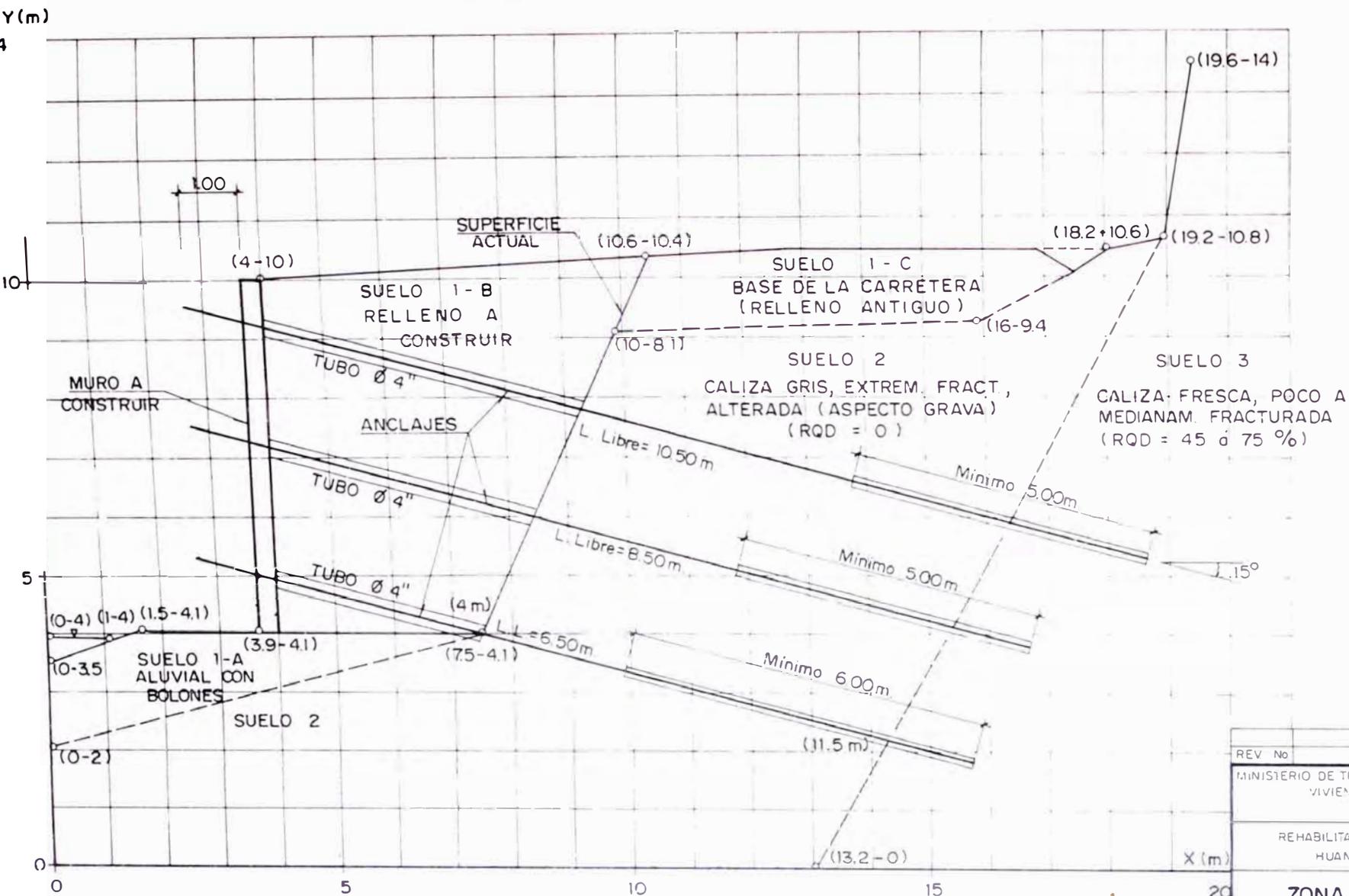
ZONA CRITICA 13 CII

RELACION DE PLANOS

RP 07

ZONA CRITICA 14

POSICION RECOMENDADA DE LOS ANCLAJES DISEÑO REVISADO (VERIFICACION)

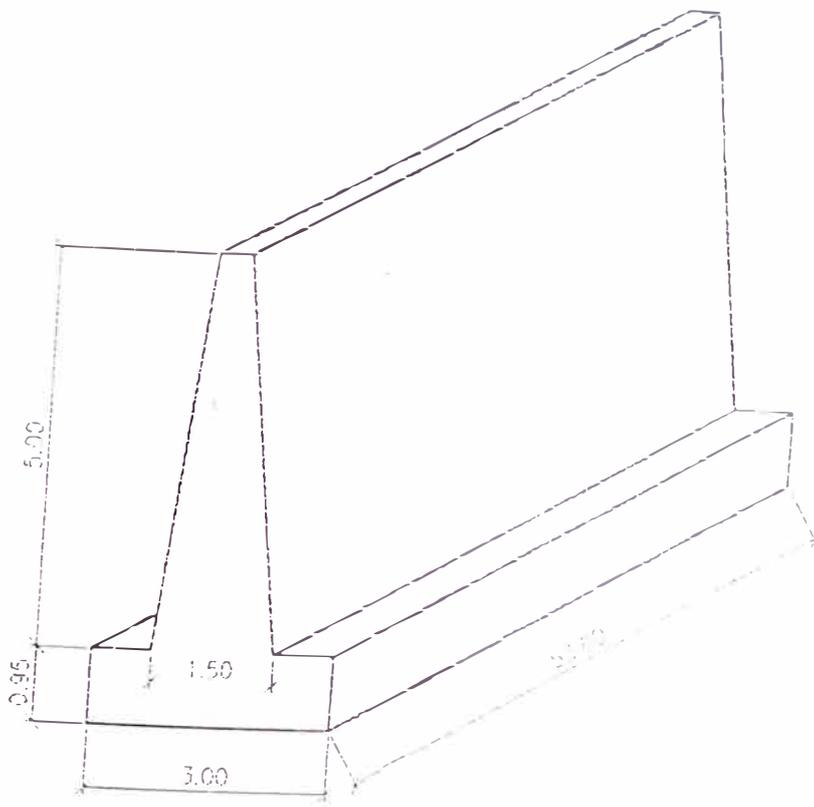


ESC 1/100

NOTA EL TRAMO LIBRE EN LA ZONA DE RELLENO DEBERA SER PROTEGIDO CON UN TUBO DE ACERO HW O TUBO PVC CLASE 15 Ø 4"

REV No	DESCRIPCION	DIS	REV	APR	FECH
MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION PERT					
REHABILITACION DE LA CARRERA HUANUCO - TINGO MARIA					
ZONA CRITICA Nº 14 LONGITUD DE ANCLAJES					
DIS	DIB	REV	APR	FECHA	 S & Z Consultores Asociados LIMA - PERU
GEOTEC SA	J LLV	FR	J M G	OCT. 96	

DEMOLICION DE ESTRUCTURAS
MURO DE CONTENCION ZC-14



862 CONSULTORIA
SUPERVISORIA DE OBRA

Ing. Jovis Meléndez G
Jefe Supervisión de Obra

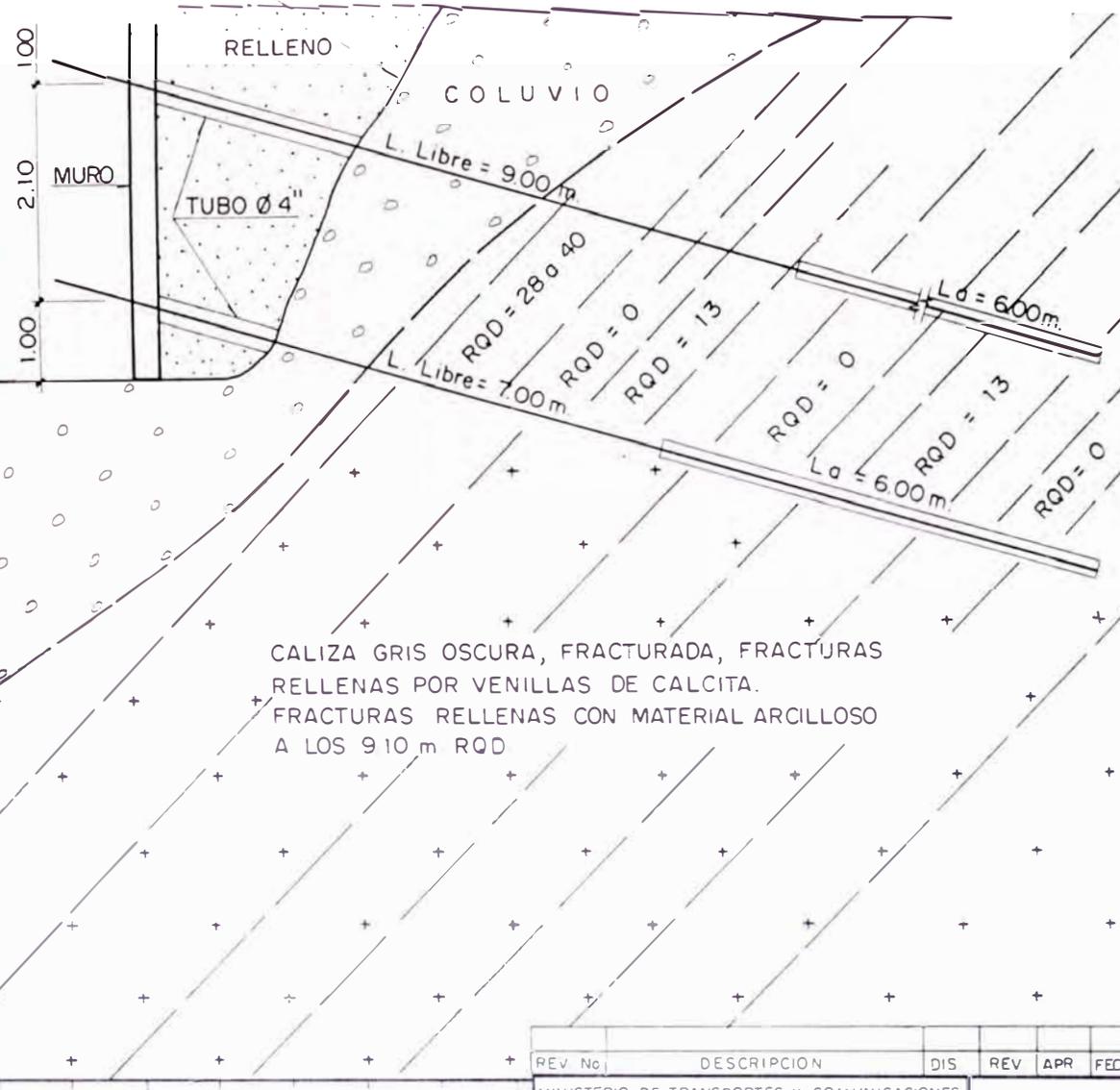
RELACION DE PLANOS

RP 08

ZONA CRITICA 15

LINEA DEL TERRENO

LINEA	LONG. LIBRE (m.)	LONG. ANCLADA (m.)	TRAMO P' TENSADO (m.)	LONG. TOTAL (m.)
SUPERIOR	9.0	6.0	1.0	16.0
INFERIOR	7.0	6.0	1.0	14.0



POSICION RECOMENDADA DE LOS ANCLAJES

ESC 1/100

REV	No	DESCRIPCION	DIS	REV	APR	FECHA
		MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION PERT				
		REHABILITACION DE LA CARRETERA HUANUCO - TINGO MARIA				
ZONA CRITICA N° 15						
DIS	DIB	REV	APR	FECHA		
GECTECSA	J.LLV	F.R.	J.M.G	OCT 96		

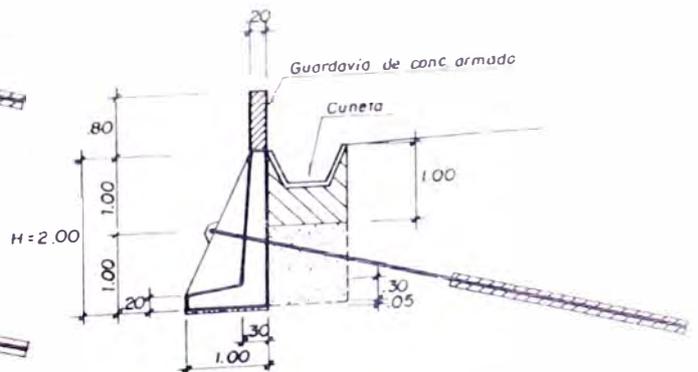
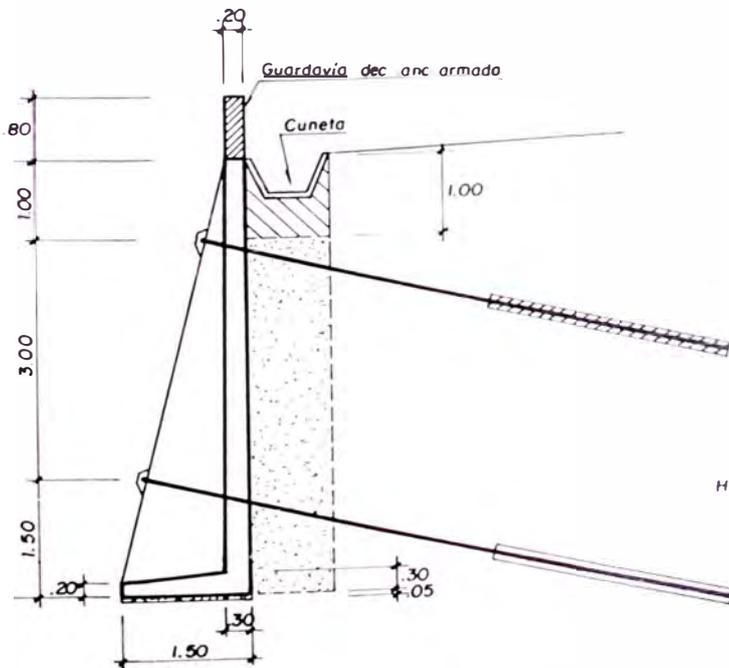
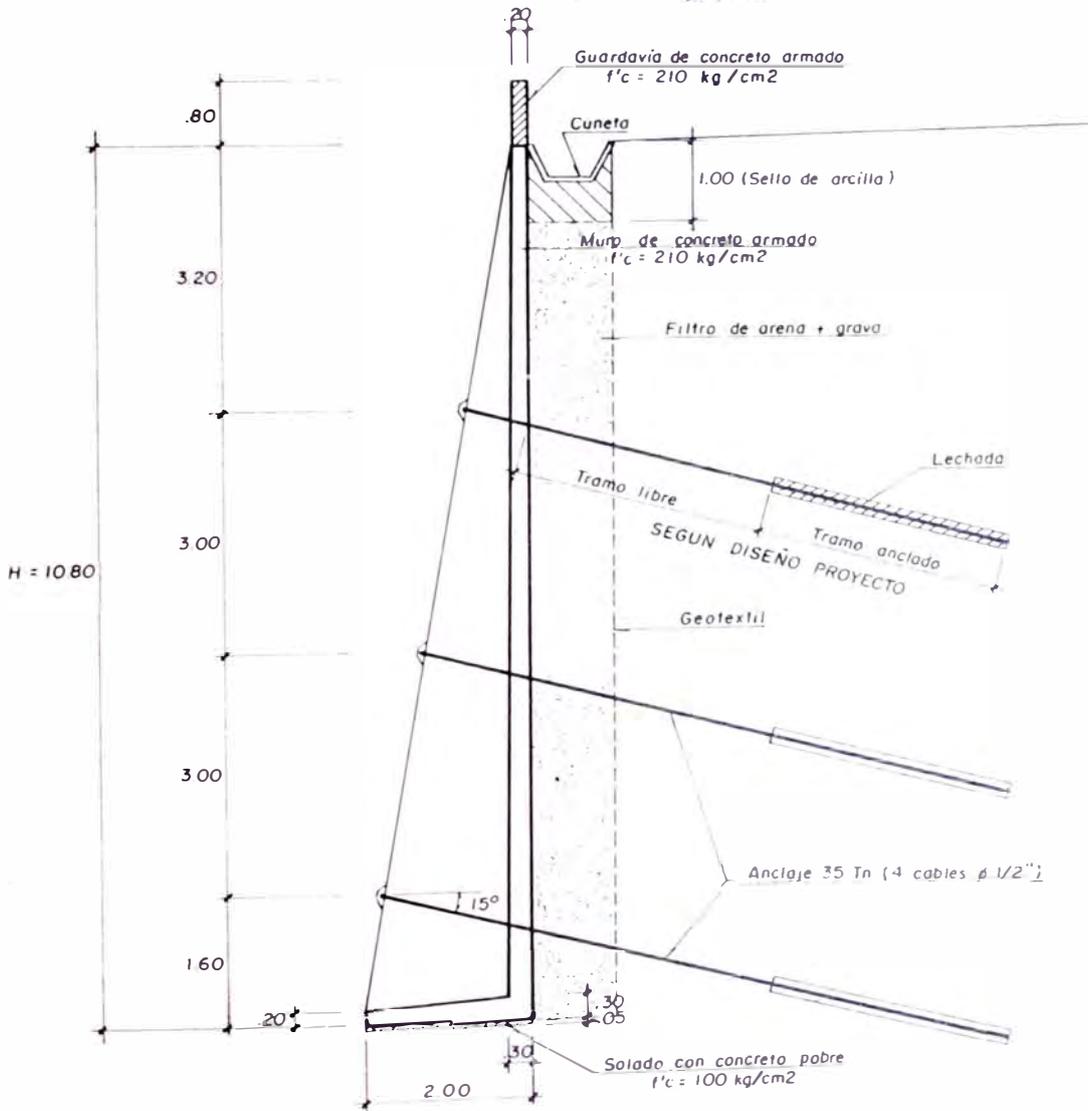


S & Z
S & Z Consultores Asociados
LIMA - PERU

RELACION DE PLANOS

RP 09

ZONA CRITICA 16



MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
PERT

REHABILITACION DE LA CARRETERA
HUANUCO - TINGO MARIA

ZONA CRITICA ZC-16
SECCIONES TIPICAS

DIS	DiB	REV	APR	FECHA
PROYEC	J.LLV	J.M.G		NOV 96



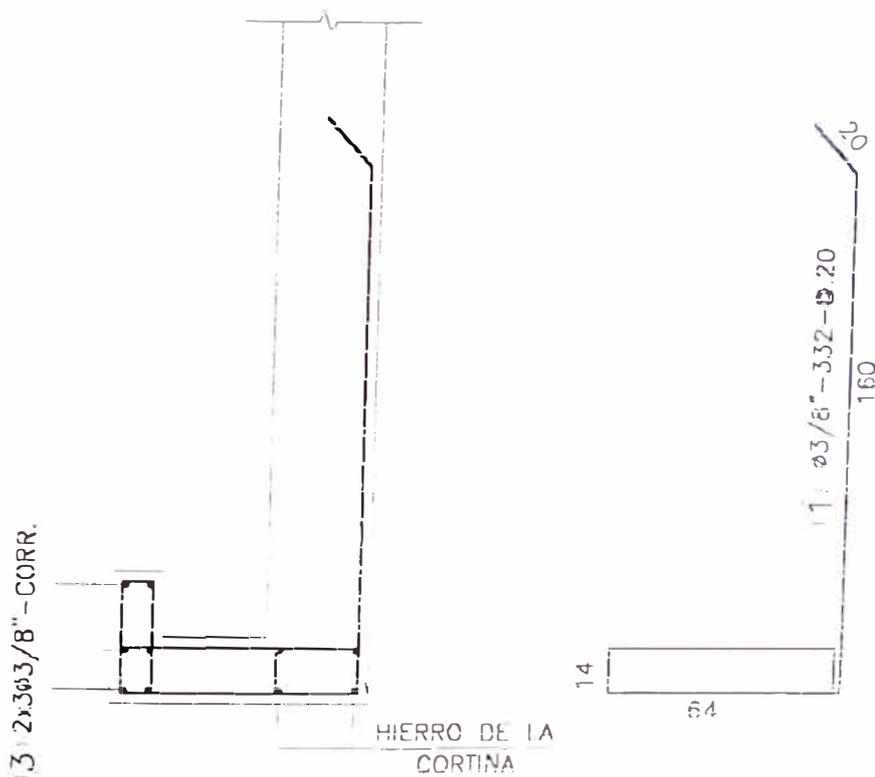
RELACIONDE PLANOS

RP 10

BASE DE LOS MUROS ANCLADOS

ARMADURA

ESC.: 1:25



2) ø3/8" - 103 - Ø12.5



NOTA:
 DETALLE TÍPICO PARA LOS MUROS DE LAS
 ZC-09, ZC-10, ZC-12 Y ZC-15.

S&Z CONSULTORES ASOCIADOS S.A.
 Supervisión Huanuco Tingo María

Gym ASOCIACION
 COSAPI

Ing. José Meléndez G.
 Jefe Supervisión de Obra

[Handwritten signature and notes]

PLANTA

GUARDAVIA EN LOS MUROS ANCLADOS

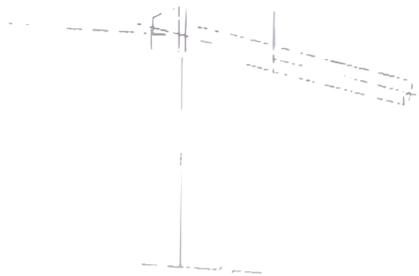
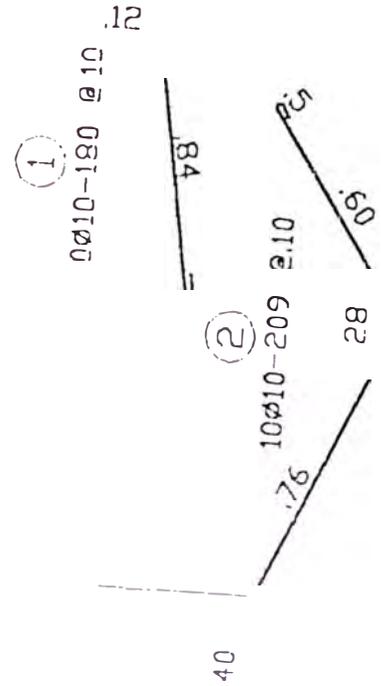
ESC. 1/25



JUNTA DE
CONCRETAJE
ARRIBA DE LOS
MUROS ANCLADOS

3 19 Ø3/8" - CORR.

Var. max 60



MATERIALES:

CONCRETO $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Acero $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

NOTA

DETALLES TÍPICOS PARA LOS MURDS
DE LAS ZC-09, ZC10, ZC-14, ZC-15,
ZC-16 Y ZC-17

