

FUNDACIONES ANCLADAS
TOURING LECTURES 2018
ISSMGE
ASUNCION, PARAGUAY
BUENOS AIRES, ARGENTINA

Ing. Roberto Terzariol

Diseño de fundaciones ancladas en roca

Roberto E. Terzariol

Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba

Pedro A. Arrúa

Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba, Departamento de Ingeniería Civil

e-mail: parrua@cbasicas.frc.utn.edu.ar

Gonzalo M. Aiassa

Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba, Departamento de Ingeniería Civil

e-mail: gaiassa@scdt.frc.utn.edu.ar

RESUMEN:

En estructuras de grandes luces o muy esbeltas son predominantes los esfuerzos de vuelco. La solución para este problema, generalmente, en empotrar las fundaciones en el suelo de apoyo mediante pilotes o bloques semi-profundos. En ambos casos se aprovecha la resistencia pasiva del suelo para brindar el equilibrio lateral buscado. El problema se agrava si las fundaciones se apoyan en roca competente ya que es prácticamente imposible fundar mediante pilotes y la ejecución de bloques semi-profundos resulta en excavaciones caras o que generan problemas en construcciones vecinas por el empleo de explosivos.

Diversos autores (Seta, 1980 y Terzariol, 2006) proponen la alternativa de anclar, las fundaciones al suelo o al macizo rocoso, pero actualmente, no se dispone de formulaciones específicas para la determinación de armaduras y verificaciones de tensiones de contacto en fundaciones ancladas en roca sometidas a esfuerzos de flexión compuesta.

En este trabajo se propone una metodología de diseño en condiciones elásticas de la roca (Stagg y Zienkiewicz, 1970), y de las armaduras (Larsson, 1980) para diferentes cuantías de armadura y tipos de roca. Se presentan casos de aplicación con secciones de diferentes geometrías, adoptando las formulaciones elásticas clásicas para materiales que no resisten tracciones con armaduras de refuerzo en el caso de secciones cuadrangulares o circulares y una adaptación de un método gráfico para el mismo tipo de materiales (Moral, 1951), para secciones de forma cualesquiera, para determinar los esfuerzos de contacto entre fundación y roca, y en las barras de acero.

PALABRAS-CLAVE: Fundaciones ancladas, Caracterización de macizos, Anclajes en roca.

ABSTRACT:

In great spans structures or slender columns the overturn efforts are predominant. The solution for this problem, generally, is to embed the foundations in soil by mean piles or shafts. In both cases takes consideration of the soil's lateral passive resistance. The problem worsens if the foundations rest on sound rock since it is impractical the use of piles and the execution of shafts results in expensive excavations or that they generate problems in neighboring constructions for the employment of explosives. Diverse authors (Seta, 1980 and Terzariol, 2006) propose the alternative of anchoring, the foundations to the soil or rock, but not exist specific formulations for the determination of reinforced bars and monitoring stress in the contact of foundations anchored with rock submitted to the combined efforts of bending moments and vertical forces.

This paper is propose a design methodology, in elastic conditions of the rock (Stagg and Zienkiewicz, 1970) and rebars (Larsson, 1980), for different sections of steel reinforcement and rock quality. Cases of application are analyzed for different sections, by mean the elastic formulations for materials that can't resist tensions with steel reinforcement, in case of square or circular foundations, and an adjustment of a graphical method for the same type of materials (Moral, 1951), for sections of any form, to determine the efforts of contact between foundation and rock, and in the steel bars.

KEY WORDS: Anchored Foundations, Rock Characterization, Rock anchors.

1 INTRODUCCIÓN

Los momentos de vuelco son los esfuerzos dominantes en las estructuras muy elevadas o esbeltas. La fundación de estas estructuras en general presupone la ejecución de dos o más pilotes que trabajan a compresión o tracción generando un par resistente o bien empotrar las fundaciones mediante bloques (Gonzalez Horrach, 1980).

Si las fundaciones se apoyan en roca competente aparecen algunas limitaciones a estas soluciones clásicas. En este caso es muy difícil la ejecución de pilotes y los bloques implican excavaciones costosas y complicadas si se trata de trabajar con explosivos. Terzariol (2006) propone la alternativa de anclar las fundaciones al suelo o al macizo rocoso.

En este artículo, se analiza la necesidad de emplear las fundaciones superficiales poyadas en roca y ancladas con elementos de tipo pasivo, los parámetros del macizo a tener en cuenta, las formulaciones generales para la resolución del problema y se presentan gráficos de interacción para verificar este tipo de fundaciones.

2 NECESIDAD DE FUNDACIONES ANCLADAS

Se describe a continuación una obra fundada superficialmente y anclada en roca y se analiza la necesidad de empleo de fundaciones ancladas.

2.1. Edificio “Casa de los Trebejos”

Este edificio se ubica en la Provincia de San Luis, a 20 km de la ciudad de San Luis, a orillas del lago artificial formado por un dique construido en la década de 1960. Es la extensión de un Hotel de Turismo cuya construcción es contemporánea al dique. El anfiteatro sirvió de recinto para un Campeonato Mundial de Ajedrez.

La construcción tiene una planta de 38 metros de lado y 3 plantas. El sector donde se ubica el anfiteatro, tiene 20 metros de luz libre, una separación entre columnas de 12 metros y una altura máxima de 14 metros. Se ejecutó con estructura prefabricada en fábrica (columnas, vigas, losas y paneles de cerramiento). Uno de los laterales de 38 metros se desarrollaba contiguo del Hotel, imposibilitando el uso de explosivos para excavar la roca.

Por tratarse de una zona sísmica de riesgo moderado a medio, los esfuerzos predominantes provenían del sismo además de las cargas gravitatorias. La combinación de esfuerzos más desfavorable en las fundaciones se daban para una carga vertical de 2000 KN y un momento de vuelco de 2700 KNm.

Las fundaciones se apoyan sobre roca granítica medianamente meteorizada. En general la misma se encontraba entre 0,50 metros y 2,00 metros de profundidad, presentando zonas de material muy sano.

En este caso el condicionante constructivo de las cimentaciones fue la minimización de las excavaciones, debido a la cercanía al Hotel, que estuvo en funcionamiento durante las obras ejecución de los trabajos, y la disminución de los tiempos de obra ya que el tiempo total, para construir los 4000 m² cubiertos del edificio, fue de 120 días calendario.

Se diseñaron bases de planta circular, que penetraban al menos 1,00 dentro de la roca. De este modo se logró que se apoyaran en material menos intemperizado. Estas bases se anclaron mediante barras de acero convencional introducidas en barrenos efectuados previamente y llenados con lechada cementicia para transferir los esfuerzos a la roca.

3 CARACTERIZACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS

Se evalúa la metodología para caracterizar el macizo rocoso de fundación de acuerdo al criterio del Geological Strength Index (GSI) (E. Hoek, 1994).

2.1. Basalto en la provincia de Misiones

Misiones forma parte de la altiplanicie meridional de Brasil cuyo rasgo dominante destaca las rocas volcánicas - basaltos del mesozoico – (formación Serra Geral), un relieve modelado por el agua junto a la vegetación. Las formas dejan al descubierto el proceso de erosión y alteración.

La roca del lugar es un basalto sano, con diaclasamiento subvertical y subhorizontal. Formando prismas cúbicos de entre 0,70 metros y 1,00 metro de lado.

Los ensayos RQD, arrojan valores de 0% para los primeros 50 cm de suelo arcilloso, de 40% para la zona de basalto meteorizado y superiores al 70% en el basalto sano.

Para caracterizar el macizo por el sistema GSI (Hoek, 1998), puede observarse la figura 1. En la misma se ve el estado general de la roca, la separación entre juntas y la abertura de las mismas.



Figura 1. Diaclasamiento del basalto.

En la tabla 1 se aprecia la caracterización del macizo con los criterios del GSI.

Tabla 1. Clasificación según Hoek (1994).

Prof. m	G SI	Descrip.	q_u (MPa)	Point Index	"m"
0-0,5	8	Suelo	<1,0	NA	---
0,5-2,0	20	Arcilita	1,0 a 5,0	NA	4

>2,0	45	Basalto	100 a	4 a	17
	a	sano	250	10	
	60				

Obs.: q_u = resistencia a la compresión, PI = resistencia entre puntas, m = depende del tipo de roca.

Con esta caracterización puede estimarse un ángulo de fricción interna (φ) del macizo de basalto sano igual a 37° , una cohesión (c) de 6 MPa, un módulo elástico de 2500 MPa y un coeficiente de Poisson (ν) de 0,2.

Aplicando los criterios del U.S. Army Corp of Engineers (1990), y considerando que el tamaño de la base es superior a la separación entre juntas y que las mismas están relativamente abiertas, la capacidad de carga admisible del macizo puede obtenerse de aplicar la siguiente ecuación:

$$q_{adm} = \frac{1}{FS} \cdot 2 \cdot c \cdot \text{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \approx 6,0 \text{MPa} \quad (1)$$

Así mismo la adherencia admisible del anclaje con la roca a través de la lechada cementicia, considerando una superficie lisa ($\psi=0,4$), puede estimarse como:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{1}{FS} \cdot \psi \cdot \sqrt{\frac{q_u [\text{MPa}]}{10}} \approx 0,3 \text{MPa} \quad (2)$$

Por último asumiendo bases cuadradas ($\beta_2=1,08$), con 2,00 metros de lado (B), el asentamiento (s) para las cargas incluidas las de pretensado en la base, pueden estimarse según el criterio siguiente:

$$s = \frac{N(1-\nu^2)}{\beta_2 \cdot \sqrt{A} \cdot E} \approx 0,5 \text{mm} \quad (3)$$

3.2. Granito en la Provincia de San Luis

El sitio se encuentra en el extremo Sur de la Sierra de San Luis. Esta serranía tiene un eje preponderante con dirección NE-SO. Tal como lo plantea Irigoyen (1983), se ubican dentro de la unidad fisiográfica conocida como sistema de las Sierras Pampeanas. Geológicamente este ámbito forma una unidad mayor denominada como Cratógeno, Macizo, Nesocratón o Arco Pampeano (Criado Roqué, et al., 1983).

La obra en estudio se encuentran en las orillas de un lago del embalse, ubicado hacia el Nor-Este de la ciudad de San Luis. Según Rimoldi (1983), esta presa está fundada sobre rocas, que integran un área granítica de la variedad llamada granitita. Se trata de un granito de grano grueso, rico en biotita, lo cual le imprime un color gris muy intenso y una textura algo esquistosa. En las riberas del embalse se destacan areniscas miocénicas. El diaclasamiento es de tipo normal y subdivide a la roca en bloques de forma paralelepípedica de gran tamaño. La intemperización es variable presentando sectores con alteración significativa y otros con roca sana aflorante.

En el sitio de la obra se encontró la roca basal, debajo de un espesor variable de relleno fruto de la construcción del Hotel existente.

En algunas zonas la roca granítica aparece inmediatamente por debajo del pavimento existente, y a una profundidad de -1,00 metro se encontró la roca más sana. En otras excavaciones la roca se encontró debajo de 1,00 metro de relleno, y al estar en proximidades del lago presentaba agua en las diaclasas.

Los ensayos RQD, arrojan valores de 0% para el primer metro de suelo y rellenos, de 40 a 60% para la zona de roca más sana.

En la figura 2 se ve el macizo excavado para su interpretación en la clasificación por el GSI.



Figura 2. Granito con diversos grados de alteración.

La caracterización con los criterios del GSI, se indican en la tabla 2.

Tabla 2. Clasificación según Hoek (1994).

Prof. m	G SI	Descrip.	q _u (MPa)	Poin t Inde x	"m "
0-1,0	8	Suelo	<1,0	NA	---
1,0- 2,0	15	Granito débil	1,0 a 2,0	NA	---
>2,0	30 a 40	Granito sano	50 a 100	4 a 10	10

Obs.: q_u = resistencia a la compresión simple, PI = resistencia entre puntas, m = depende del tipo de roca.

Con esta caracterización puede estimarse un ángulo de fricción interna (φ) del macizo de basalto sano igual a 28°, una cohesión (c) de 2,0 MPa, un módulo elástico de 1000 MPa y un coeficiente de Poisson (ν) de 0,2.

Aplicando los mismos criterios, la tensión admisible, la adherencia admisible, y el asentamiento para una base circular de 3,0 metros de diámetro pueden estimarse como:

$$q_{adm} = \frac{1}{FS} \cdot 2 \cdot c \cdot \text{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \approx 2,0 \text{ MPa} \quad (4)$$

$$\tau_{adm} = \frac{1}{FS} \cdot \psi \cdot \sqrt{\frac{q_u [\text{MPa}]}{10}} \approx 0,25 \text{ MPa} \quad (5)$$

$$s = \frac{N \cdot (1 - \nu^2)}{\beta_z \cdot \sqrt{A \cdot E}} \approx 1,0 \text{ mm} \quad (6)$$

4 CIMENTACIONES EJECUTADAS -- EVALUACIÓN

4.1 Fundaciones con anclajes activos

4.1.1. Aspectos Constructivos

Se plantearon dos tipos de bases, unas con viga de equilibrio y base externa, con un cable de pretensado y otras como bases aisladas con cuatro cables de pretensado. En ambos tipos de bases se excavó hasta la roca sana, se limpió el apoyo y se perforaron los anclajes de 50 mm de diámetro, y 6,00 m de largo. En estas perforaciones se colocaron cordones (1 x 7) de 12,7 mm de diámetro, de acero BR grado 270. Una vez inyectado el tensor, se colocó la armadura y dejando una vaina de corrugada dentro de la cual se pasaron los cables de pretensado. Colado el hormigón de las bases, se procedió al tesado de los cables.

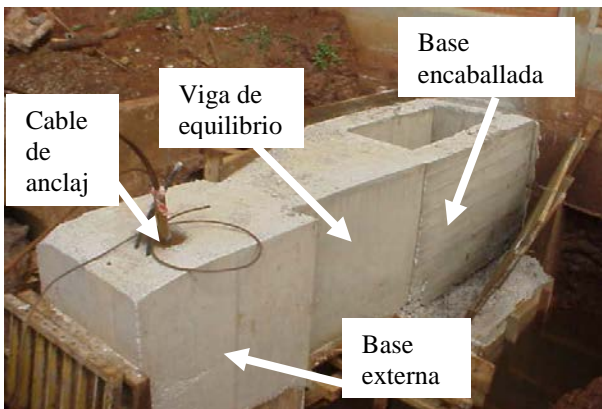


Figura 3 Base encaballada con base de equilibrio.

En la figura 3 se observa una base encaballada sobre la fundación existente.

En la figura 4 por su parte se puede apreciar una base aislada con los cuatro anclajes.



Figura 4. Base aislada con 4 anclajes.

4.1.2. Esquemas de cálculo

Bases con vigas de equilibrio:

Para las bases con viga de equilibrio se adoptó el esquema resistente que muestra la figura 5.

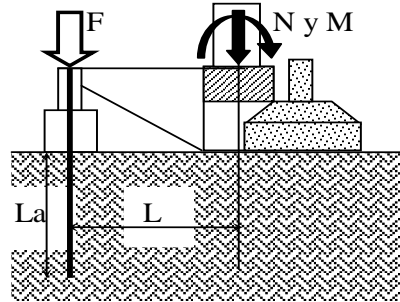


Figura 5. Esquema de base encaballada.

Asumiendo que N es tomado por la base encaballada, que esa no tiene empotramiento en la roca y que Pp es el peso propio de la base de equilibrio de lado “b”, las verificaciones para un anclaje de diámetro “d” y largo “La”, serán las siguientes:

$$La \geq \frac{F}{\pi \cdot d \cdot \tau_{adm}} = \frac{\left(\frac{M}{L}\right) - Pp}{\pi \cdot d \cdot \tau_{adm}} \quad (7)$$

$$q_{adm} \leq \frac{\left(\frac{M}{L}\right) + Pp}{b^2} \quad (8)$$

Bases aisladas:

En la figura 6, se observa el esquema para el caso de bases aisladas.

Para las verificaciones se considera que en el límite, la menor tensión de contacto entre base y roca será $> 0,0$ KPa y la mayor tensión de contacto será $< q_{adm}$. Siendo N y M los esfuerzos externos, F la fuerza de pretensado, “B” el lado de la base y Pp su peso propio.

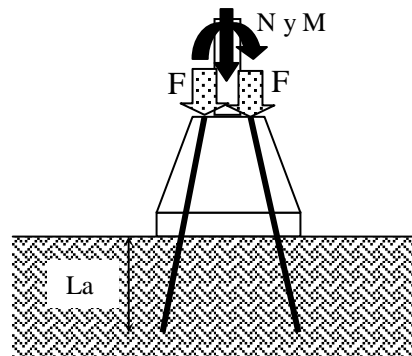


Figura 6. Esquema de base aislada.

$$q_{adm} \geq \frac{(N + Pp + 4F)}{B^2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot M}{B(N + Pp + 4F)} \right) \geq 0 \dots (9) \quad La \geq \frac{F}{\pi \cdot d \cdot \tau_{adm}} \quad (10)$$

4.2 Fundaciones con anclajes pasivos

4.2.1. Aspectos Constructivos

En estas fundaciones se excavó hasta la roca poco meteorizada o sana, y a esa profundidad se perforaron los anclajes de 50 mm de diámetro y 5,0 metros de largo. Luego se insertaron las barras de anclaje de 20 mm de diámetro las que sobresalían 1,20 metros para empotrarse en la futura base. Finalmente se colocó la armadura y se coló el hormigón de la base circular.



Figura 7. Vista de la excavación de una base.

4.2.2. Esquema de cálculo

En este caso se admitió que el eje neutro cortara la sección de la base en la superficie de contacto con la roca.

Si se asume que “n” es la relación entre los módulos elásticos del acero y la roca, y que σ_a es la tensión admisible del acero a tracción, puede emplearse el método propuesto por Moral (1951), para determinar las tensiones de contacto entre la base y la roca y en las barras de acero.

En la figura 8 se esquematiza el método con sus polígonos funiculares y los valores medidos.

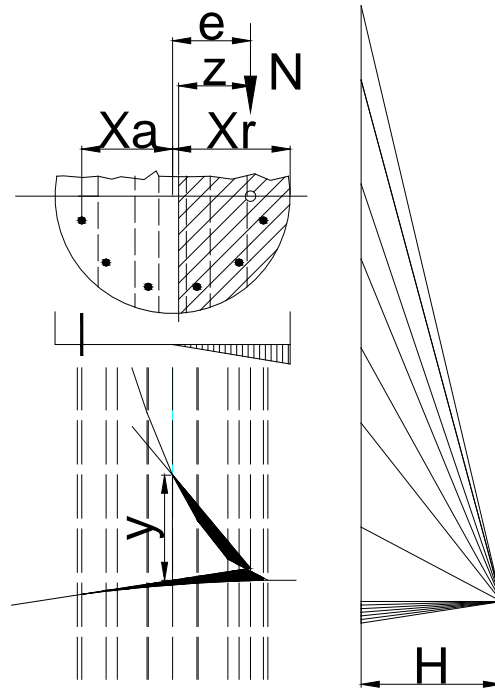


Figura 8. Método gráfico (Moral, 1951).

En esta situación las condiciones a verificar son las siguientes:

$$\sigma_a \geq n \cdot \frac{N \cdot X_a}{y \cdot H} \quad (11)$$

$$q_{adm} \geq \frac{N \cdot X_h}{y \cdot H} \quad (12)$$

5 CONCLUSIONES

Del análisis de los casos presentados, de la experiencia recogida durante la construcción y considerando que ya han transcurrido más de 3 años desde la puesta en servicio de la primer obra, puede concluirse que:

- La caracterización de los macizos rocosos por el Geological Strength Index (Hoek, 1994), y los parámetros obtenidos con él, son suficientemente precisos para analizar problemas ingenieriles sin ensayos adicionales.
- Las fundaciones ancladas en roca son una alternativa válida desde el punto de vista técnico y económico minimizando los volúmenes de excavación y tiempo.
- Los materiales y tecnologías empleados son comunes en el medio. El tesado de los cables permite verificar la capacidad de adhesión mortero-roca.

REFERENCIAS

Criado Roqué, P. Mombrú, C. Ramos, V. (1983). Estructura e Interpretación Tectónica, *VIII Congreso Geológico Argentino*, Vol. I, pp. 155-193. San Luis, Argentina.

- Gonzalez Horach, H. (1980). Fundaciones para Líneas de Transmisión, *VII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería en Fundaciones*, Vol. I, pp. 321-357. Rosario, Argentina.
- Hoek, E. (1994). Strength of rocks and rock masses, *International Society of Rock Mechanics- News*, Vol. 2, p. 4-16.
- Hoek, E. Marinos, P. Benissi, M. (1998). Aplicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of Athens Schist Formation, *Bulletin of Engineering Geological and Environmental*, Springer Verlag, Vol. 57, p. 151-160.
- Moral, F. (1951). Hormigón Armado, *Ed. Dossat S.A*, Cap. XV, p. 216-218.
- Rimoldi, H. V. (1983). Aprovechamientos Hidráulicos, *VIII Congreso Geológico Argentino*, Vol. I, pp. 323-345. San Luis, Argentina.
- Seta, D. (1980). Ingeniería de Fundaciones por tracción al suelo, *VII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería en Fundaciones*, Vol. I, pp. 259-273. Rosario, Argentina.
- US Army Corps of Eng. (1980). Rock Foundations, *Department of the Army*, EM N° 1110-1-2901. Washington, EEUU.
- Yrigoyen, M. (1983). Síntesis del Velatorio sobre Geología y Recursos Naturales de la Provincia de San Luis, *VIII Congreso Geológico Argentino*, Vol. I, pp. 7-33. San Luis, Argentina.

Anchored rock foundation design

Diseño de fundaciones ancladas en roca

R. Terzariol

Univ. Nacional de Córdoba. Univ. Tecn. Nacional – roberto_terzariol@ciudad.com.ar

P. Arrúa

Universidad Tecnológica Nacional. Facultad Regional Córdoba. Departamento de Ingeniería Civil

G. Aiassa

Universidad Tecnológica Nacional. Facultad Regional Córdoba. Departamento de Ingeniería Civil

ABSTRACT

In great spans structures or slender columns the overturn efforts are predominant. The solution for this problem, generally, is to fix the foundations in soil by mean piles or shafts. In both cases takes consideration of soil lateral passive resistance. The problem worsens if the foundations rest on sound rock since the use of piles is impractical, and the execution of shafts results in expensive excavations or it generate problems in neighboring constructions because of the employment of explosives.

Diverse authors (Seta, 1980 and Terzariol, 2006) propose the alternative of anchoring, the foundations to the soil or rock, but specific formulations do not exist for determination of reinforced bars and monitoring stress in the contact of foundations anchored with rock submitted to the combined efforts of overturning moments and vertical forces.

This paper proposes a design method, in elastic conditions of rock (Stagg and Zienkiewicz, 1970) and steel of anchors, for different sections of steel reinforcement and rock quality. Cases of application are analyzed for different sections, using elastic formulations for materials, that can't resist tensions, and steel reinforcement, in case of square or circular foundations, and an adjustment of a graphical method for the same type of materials (Moral, 1951), for sections of any form, to determine the efforts of contact between foundation and rock, and in the steel bars.

Keywords: Anchored Foundations, Rock Characterization, Rock anchors.

RESUMEN

En estructuras de grandes luces o muy esbeltas son predominantes los esfuerzos de vuelco. La solución para este problema, generalmente, en empotrar las fundaciones en el suelo de apoyo mediante pilotes o bloques semi-profundos. En ambos casos se aprovecha la resistencia pasiva del suelo para brindar el equilibrio lateral buscado. El problema se agrava si las fundaciones se apoyan en roca competente ya que es prácticamente imposible fundar mediante pilotes y la ejecución de bloques semi-profundos resulta en excavaciones caras o que generan problemas en construcciones vecinas por el empleo de explosivos.

Diversos autores (Seta, 1980 y Terzariol, 2006) proponen la alternativa de anclar, las fundaciones al suelo o al macizo rocoso, pero actualmente, no se dispone de formulaciones específicas para la determinación de armaduras y verificaciones de tensiones de contacto en fundaciones ancladas en roca sometidas a esfuerzos de flexión compuesta.

En este trabajo se propone una metodología de diseño en condiciones elásticas de la roca (Stagg y Zienkiewicz, 1970), y de las armaduras para diferentes cuantías de armadura y tipos de roca. Se presentan casos de aplicación con secciones de diferentes geometrías, adoptando las formulaciones elásticas clásicas para materiales que no resisten tracciones con armaduras de refuerzo en el caso de secciones cuadrangulares o circulares y una adaptación de un método gráfico para el mismo tipo de materiales (Moral, 1951), para secciones de forma cualesquiera, para determinar los esfuerzos de contacto entre fundación y roca, y en las barras de acero.

Palabras Claves: Fundaciones ancladas, Caracterización de macizos, Anclajes en roca.

1 INTRODUCTION

Overtuning moments are the predominant efforts in very high or slender structures. The foundation of these structures in general presupposes the execution of two or more piles that work in compression or tension in order to generate a resistant moment or to fix the foundations by means of shafts (Gonzalez Horrach, 1980).

If foundations rest on competent rock some limitations appear to these classic solutions. In this case the execution of piles is very difficult and the use of shafts implies costly and complicated excavations, in order to use explosives. Terzariol (2006) proposes as alternative to anchor the foundations to soil or on the rocky clump.

This paper analyzes, the need to use shallow foundations anchored on rock with passive anchorages, the parameters of the clump may be take in account, the general formulations for resolution of this problem and M-N interaction figures are presented in order to verify this kind of foundations.

2 THE NEED OF ANCHORED FOUNDATIONS

The need of anchored shallow foundations on rock is analyzed be mean a worked example.

2.1 Foundation evaluation

For a foundation under 2000 KN of vertical charge and 2700 KNm of overturning moment, the maximum stresses in the border are:

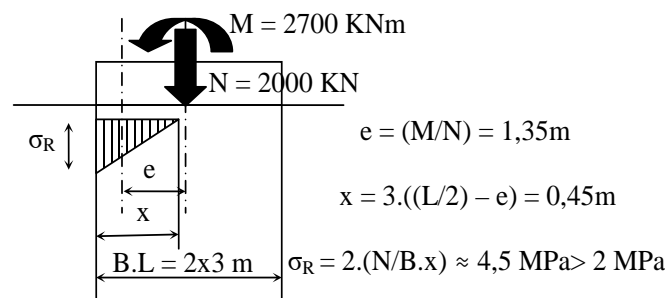


Figure 1: Foundation without anchorages

The edge tension in rock is significantly superior to the allowable for the rocky clump. To achieve a maximum stress equal to the allowable one, there would be needed an increase in bases dimensions to more than 3,5 m, and in this way increase approximately 17 % the volume of the excavations in rock.

To avoid this problem anchorages are placed using steel bars, got into drilled holes and filled with cement grout in order to transfer the efforts to the rock. In this condition the scheme of calculation could be:

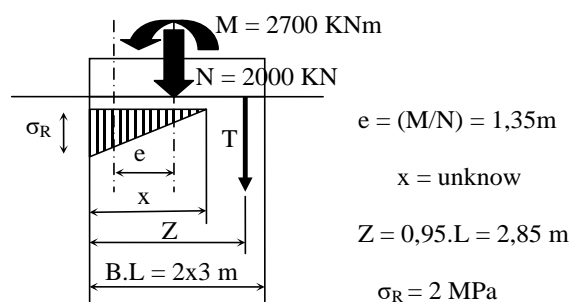


Figure 2: Foundation with anchorages

The equilibrium equations are:

$$\frac{\sigma_R \cdot B}{2} \cdot x \cdot \left(Z - \frac{x}{3} \right) = N \cdot \left(\frac{L}{2} + e - (L - Z) \right) \quad (1)$$

$$\frac{d}{dx} \left(N \cdot \left(\frac{L}{2} + e - (L - Z) \right) \right) - \frac{s_R \cdot B \cdot Z}{2} \cdot x + \frac{s_R \cdot B}{2 \cdot 3} \cdot x^2 = 0 \quad (2)$$

Assuming the stress in the rock does not overcome 2 MPa, operating and resolving:

$$5,4 - 5,7 \cdot x + 0,67 \cdot x^2 = 0 \Rightarrow x = 1,1m \quad (3)$$

If the steel tension is fixed does not overcome 10000 MPa to avoid problems of excessive deformations:

$$A = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{0,5 \cdot \sigma_R \cdot x \cdot B - N}{\sigma_a} = 20cm^2 \quad (4)$$

As it is observed with the 0,033% amount of steel in each side, to diminishing the maximum pressure on the rock, to 1,5 times approximately, is achieved with the same volume of excavation.

The comparative advantage show in this illustrative example can be more important in other bases, depending on the applied forces and the maximum pressures allowed by the rock, as the experience demonstrates it in these kind of jobs.

3 USUAL DESIGN METHODS

The analyzed example had a simple and direct resolution since, a linear variation of stress was assumed in the rocky clump, the section of the base was rectangular and the steel bars were placed only in the side opposite to the rock pressures. The effect of each one of them will be analyzed.

3.1 Linear variation of stress

This presumption implies an elastic behavior of the rocky clump. For low deformations this hypothesis does not move away significantly from actual values.

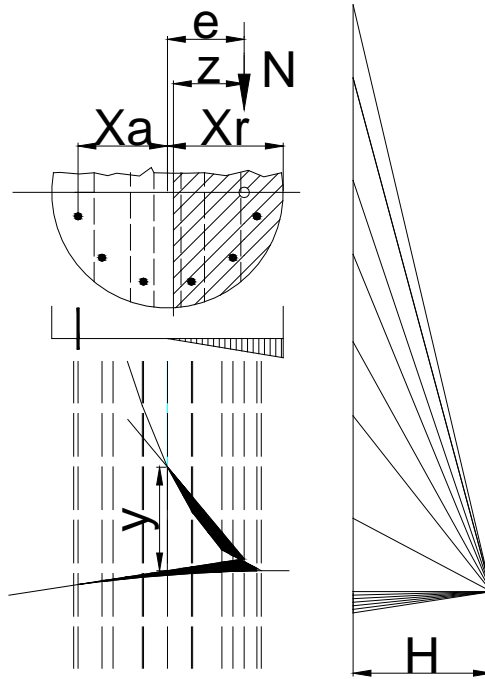
For work pressures in rock between 0,5 and 2,0 MPa and with an elastic modulus like 15 GPa $E > 3 \text{ GPa}$ (Hooke, 1998), an unitary deformation $7 \times 10^{-4} \text{ } \epsilon > 3 \times 10^{-5}$ is obtained. With these limits of values the variation of stress is linear or follows a parabolic very pointed variation.

3.2 Foundations size and anchorages

This subject is the one that more difficulty contributes to design because the laboriousness that its accomplishment implies. When the foundation has a rectangular shape and the anchorages are distributed in the whole perimeter which is given in the majority of cases, no direct method exists for the design of these sections.

As an example, a graphical method is mentioned (Moral, 1951), for compound materials when one of them does not admit tension, since as is the reinforced concrete.

If "n" is the relation between the elastic modulus of steel and rock, and σ_a is the allowable tension of steel, in figure 3 the method is outlined, with its funicular graph and the auxiliary values.



Figures 3: Graphic Method (Moral, 1951)

In this situation the conditions to verify are the following ones:

$$\sigma_a \geq n \cdot \frac{N \cdot X_a}{y \cdot H} \quad (5)$$

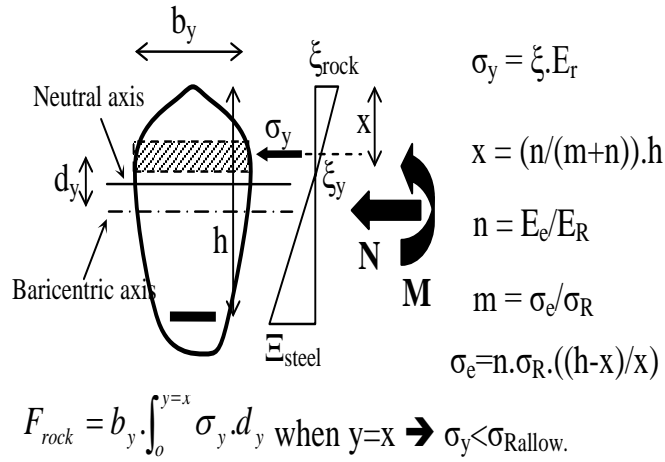
$$q_{adm} \geq \frac{N \cdot X_h}{y \cdot H} \quad (6)$$

4 INTERACTION (M-N) DESIGN DIAGRAMS

The use of the previous method implies solving graphically different sections and anchorages up to finding the ideal combination for the given external forces.

As an alternative it is possible analyze the section by elementary strips and applying the classical mechanics formulations (figure 4). To solve this problem in practical manner, deformation planes are established with the limitations indicated in the previous paragraph.

The maximum unitary deformation in rock takes a fixed value and moves the deformation plane varying the tension in steel from zero until it reaches a maximum pre-established value.



Figures 4: Elementary analysis of a type section

Dividing the section in 10 strips and taking 10 planes of deformation, the equations can be solved step by step, until obtaining the values of M and N that satisfy the balance. All that is resumed in specific interaction diagrams.

Figures 5 to 12, shown interaction diagrams, obtained by this method for the more common sections (square and circular) and for the habitual steel bars for this type of anchorages.

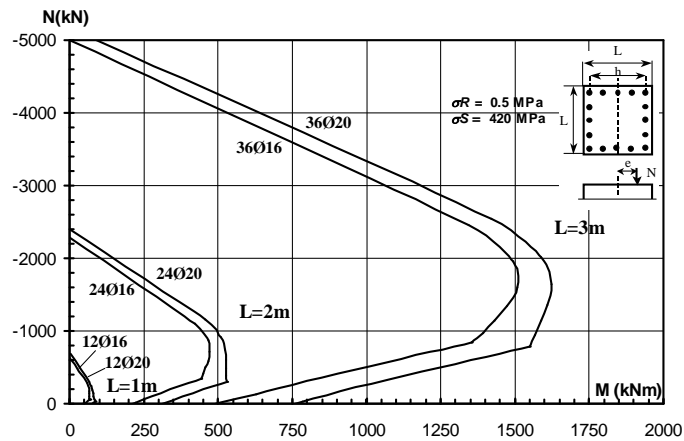


Figure 5: Interaction diagrams for square sections. $\sigma_R = 0.5$ MPa

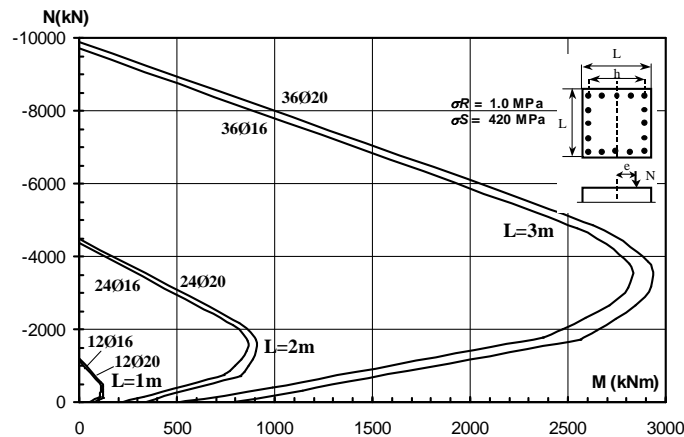


Figure 6: Interaction diagrams for square sections. $\sigma_R = 1.0$ MPa

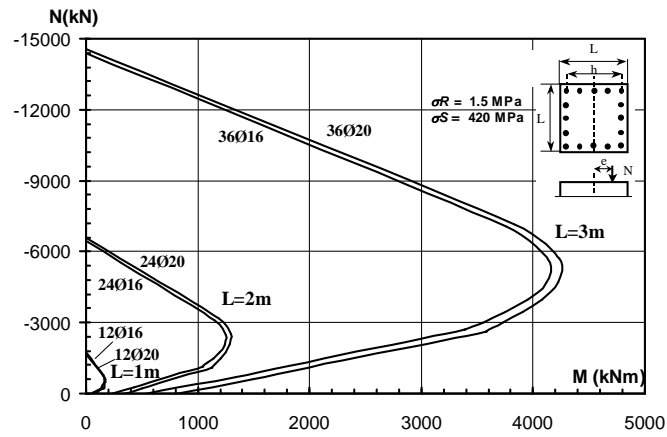


Figure 7: Interaction diagrams for square sections. $\sigma_R = 1.5$ MPa

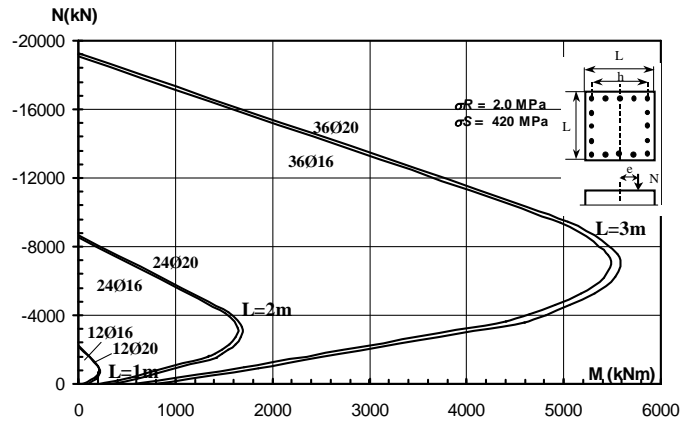


Figure 8: Interaction diagrams for square sections. $\sigma_R = 2.0$ MPa

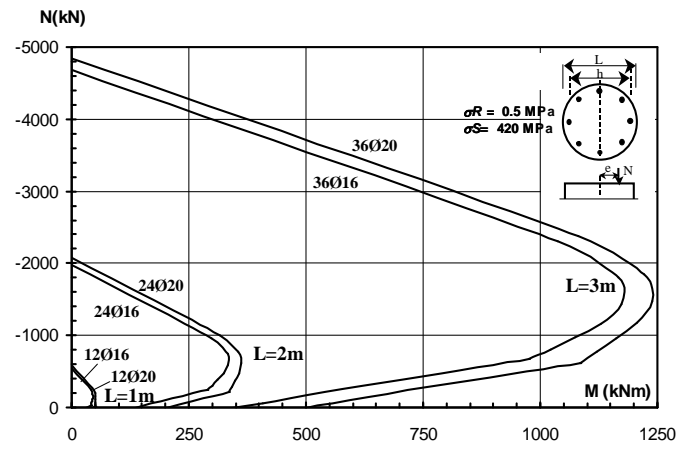


Figure 9: Interaction diagrams for circular sections. $\sigma_R = 0.5$ MPa

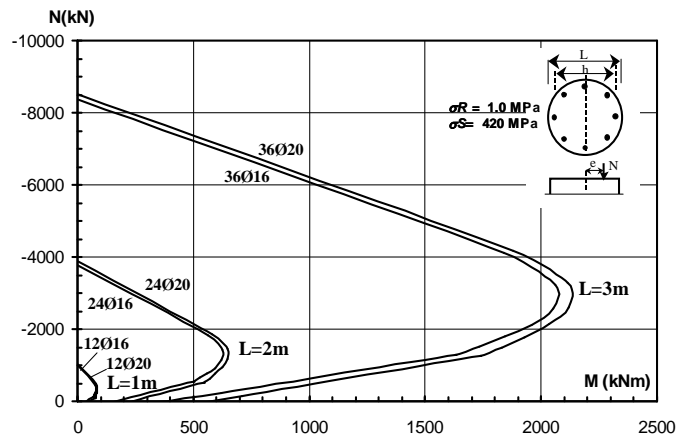


Figure 10: Interaction diagrams for circular sections. $\sigma_R = 1.0$ MPa

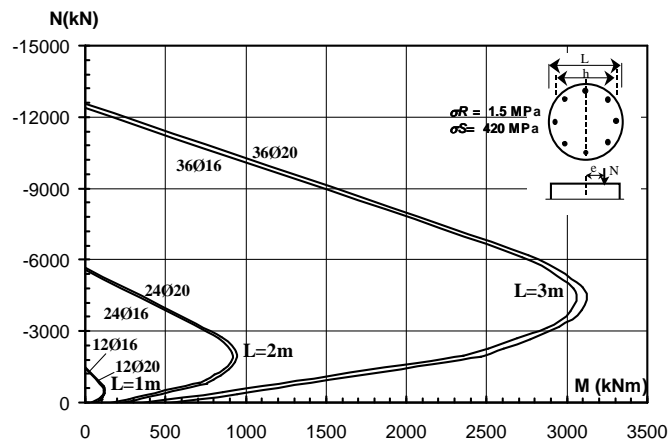


Figure 11: Interaction diagrams for circular sections. $\sigma_R = 1.5 \text{ MPa}$

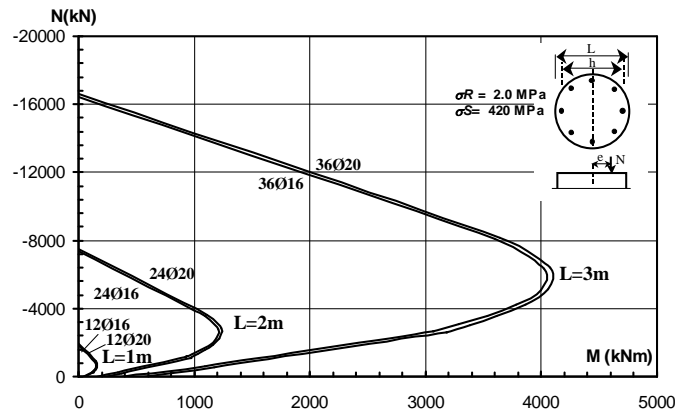


Figure 12: Interaction diagrams for circular sections. $\sigma_R = 2.0 \text{ MPa}$

For intermediate sizes of bases or different anchorages, it can be interpolated linearly between the two corresponding curves.

These graphs also can be used for the case of rectangular sections with width (B) minor to the length (L), if the overturning moment is parallel to the length of the base.

For this, from the correspondent interaction graph, according to the length of foundation the anchors necessary for a square base are obtained. Increased it is necessary in order to the side relation (L/B), in agreement to the coefficients "β" shown in table 1.

Table 1. Shape correction coefficient.

L/B	β
1	1,0
1,5	2,0
2	3,2

5 HISTORY CASE

These methods were used successfully in the design of shallow foundation, for a building with predominant overturning moment.

5.1 Building description

The so called "Chess House" is neighbor to Tourism Hotel "Potrero de los Funes" close to the lake of the homonym dam, in San Luis, Argentina. Its name owes to the fact that it was used as enclosure for the World Championship of Chess of the year 2006 (Terzariol, 2006).

It is a prefabricated concrete construction with 20 meters of free maximum span, and columns with a maximum height of 14 meters. Geographically the area is qualified as an average seismicity (Zone 2) according to the Argentine Seismic Code (Figure 13 and 14).

For architectural reasons it was not possible to use rigid frames or diaphragms between columns to resist horizontal forces, which implies that the columns must take maximum overturn moments of 2700 KNm, with 1400 KN of vertical charge. Its vicinity with the Hotel, additionally was preventing the extended use of explosives to excavate the rock.



Figure 13: Prefabricated Structure during construction.

5.2 *The Rock Mass*

A rock mass of moderately altered granite, is used as support for the foundations. At a depth of - 2,00 meters there was sound rock.



Figures 14: Granite with diverse degrees of alteration

The characterization was made by means of the Geological Strength Index (GSI) criteria (E. Hoek, 1998).

This characterization is shown in table 2.

Table 2. Classification after Hoek (1994).

Prof. m	G SI	Descrip.	q_u (MPa)	Point Index	"m"
0-1,0	8	Very weak soil	<1,0	NA	---
1,0-2,0	15	Very weak granite	1,0 a 2,0	NA	---
>2,0	30 a 40	Sound granite	50 a 100	4 a 10	10

Obs.: q_u = simple compression resistance, PI = point index, m = depending of rock kind.

Assuming a friction angle (f) as 28° , the cohesion (C) as 2,0 MPa, and the elastic modulus as 5000 MPa, allowable compression stress and adhesion stress can be estimated like:

$$q_{adm} = \frac{1}{FS} \cdot 2 \cdot c \cdot \text{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \approx 2,0 \text{ MPa} \quad (7)$$

$$\tau_{adm} = \frac{1}{FS} \cdot \mu \cdot \sqrt{\frac{q_u [\text{MPa}]}{10}} \approx 0,25 \text{ MPa} \quad (8)$$

The analyzed foundations are rectangular (2,00 x 3,00 meters), and they penetrate in sound rock at a depth of -2,00 m. The excavation was realized by means pneumatic manual hammers to obtain the project form and dimensions. In figure 15 the stage of construction of a base can be appreciate.



Figure 15: Excavation view

6 CONCLUSIONS

By the analysis of the history cases presented, and the experience gathered during the construction and design of different works of this kind, we can conclude that:

The foundations anchored in rock are a valid alternative from technical and economic point of view minimizing the volumes of excavation and time.

The materials and technologies employed are common and do not require special features.

Interaction graphs turns out to be suitable and sufficiently precise for as designing or verifying the most common sections (quadrangular or circular).

For other kind of sections it is possible to use the graphical traditional method (Moral, 1951), or divide the base in strips with the aid of some schedule of calculation and solve the classical equations.

7 REFERENCES

- Gonzalez Horach, H. 1980. Fundaciones para Líneas de Transmisión, VII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería en Fundaciones, Vol. I, pp. 321-357. Rosario, Argentina.
- Hoek, E. 1994. Strength of rocks and rock masses, International Society of Rock Mechanics- News, Vol. 2, p. 4-16.
- Hoek, E. Marinos, P. Benissi, M. 1998. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of Athens Schist Formation, Bulletin of Engineering Geological and Environmental, Springer Verlag, Vol. 57, p. 151-160.
- Moral, F. 1951. Hormigón Armado, Ed. Dossat S.A, Cap. XV, p. 216-218.
- Seta, D. 1980. Ingeniería de Fundaciones por tracción al suelo, VII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería en Fundaciones, Vol. I, pp. 259-273. Rosario, Argentina.
- Stagg y Zienkiewicz 1970. Mecánica de rocas en la ingeniería práctica. Editorial Blume, España
- Terzariol, R. Aiassa, G., Arrua P.. 2006. Experiencias de fundaciones ancladas en roca en la República Argentina , XII Congreso Brasileiro de Engenharia Geotecnica y IV Simposio Brasileiro de Mecanica de Rochas. Curitiba, Brasil.
- US Army Corps of Eng. 1980. Rock Foundations, Department of the Army, EM N° 1110-1-2901. Washington, EEUU.