



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



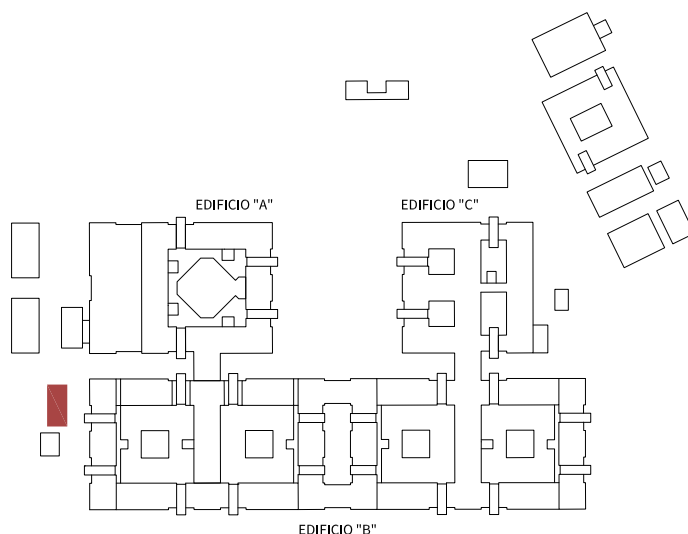
Ministero
dell'Università
e della Ricerca



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA



Consiglio Nazionale
delle Ricerche



**"Realizzazione di un locale sotterraneo radioprotetto"
per l'Istituto Nazionale di Ottica del CNR - Area Territoriale di Ricerca di Pisa**

PROGETTO ESECUTIVO

(Art. 41 e All. I.7 sez. III D.Lgs. 31 marzo 2023, n. 36)

RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO:

Dott. Leonida Antonio GIZZI

PROGETTISTA:

Dott. Ing. Marco PASCUCCI

TAV.

PE-GEN-05

ELABORATO

Relazione di calcolo

SCALA

REV.

OGGETTO

DATA

FIRMA

01

02

DATA

03/2025

03

04



CNR-INO
ISTITUTO NAZIONALE DI OTTICA
CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE

RELAZIONE DI CALCOLO

1 – PREMESSE

Il progetto riguarda la realizzazione di un “bunker” sotterraneo per sperimentazioni ottiche, ubicato in prossimità dello spigolo N-O del fabbricato “B” nell’area del CNR di Pisa, nella striscia compresa tra il suddetto fabbricato e la recinzione verso l’adiacente via comunale Alessandro Volpi.

Il manufatto, delle dimensioni interne di 22,0x10,0 m ed altezza di 3,0 m è previsto interamente in struttura di c.a. gettata in opera all’interno di apposito scavo protetto da una palancolata metallica provvisoria.

I notevoli spessori delle pareti e delle solette di c.a. (in particolare di quella superiore) derivano, oltre che dalle esigenze strutturali, soprattutto dalla necessità di una idonea schermatura alle radiazioni del laser verso l’esterno.

Lo scatolare in c.a. è costituito dai seguenti elementi:

- una soletta di fondazione di spessore 60 cm, impostata a circa 5 m dall’attuale p.c., dotata di un dente di 50 cm esterno alle pareti perimetrali per migliorare la stabilità del manufatto al galleggiamento in caso di sollevamento della falda; la soletta sarà soggetta alla pressione di contatto sul terreno di imposta ed alla spinta idrostatica;
- le quattro pareti perimetrali di spessore 60 cm, soggette alla spinta attiva del terreno e dei sovraccarichi di superficie nonché all’eventuale spinta idrostatica;
- le pareti interne di confinamento del vano scale dello spessore di 50 cm e le pareti del vano corsa del montacarichi interno di 20 cm di spessore;
- la soletta superiore di spessore 100 cm, soggetta, oltre che al peso proprio, ai carichi permanenti delle pavimentazioni ed agli eventuali carichi accidentali, sia mobili da traffico, sia degli impianti soprastanti; in particolare, per la realizzazione di un vano scale di accesso al locale sotterraneo è prevista la realizzazione di un’asola nel solettone; per l’introduzione delle ingombranti attrezzature sperimentali è prevista la formazione di una botola quadrata di lato 200 cm chiusa con “tappo” di c.a. removibile a tutto spesso-

re;

- un torrino di ingresso fuori terra a pareti in muratura portante antisismica e solaio in lastre tralicciate di c.a. completato in opera, delle dimensioni interne di circa 6,0x6,0 m ed altezza di 3 m, impostato sul solettone di copertura del bunker di c.a.

La struttura di c.a. è completata dalla realizzazioni di cavedi orizzontali impiantistici esterni alle pareti longitudinali ma a queste connessi, delle dimensioni interne di circa 1,5x1,0 m, dotati di soletta superiore carrabile ad elementi prefabbricati removibili; è previsto inoltre un cavedio verticale esterno di ingresso dei condotti laser.

Dal punto di vista sismico la nuova costruzione, per il suo particolare utilizzo, può essere ritenuta di classe I in quanto si prevede la presenza solo occasionale di persone.

Le azioni sismiche sul manufatto interrato in c.a. ed in particolare sulle pareti perimetrali, risultano del tutto irrilevanti per il dimensionamento strutturale e praticamente trascurabili rispetto agli effetti delle spinte sulle pareti dovute al terreno ed ai sovraccarichi mobili previsti sulle superfici circostanti; pertanto, le verifiche saranno condotte nei riguardi delle sole sollecitazioni statiche allo SLU sicuramente più gravose.

Per la struttura fuori terra del torrino di ingresso, realizzato da pareti in muratura portante di 25 cm di spessore e solaio di copertura dello spessore di 24 cm, si potrà utilizzare la verifica semplificata alle “tensioni ammissibili” applicabile per edifici “semplici” e regolari come nel caso in esame.

2 – CRITERI DELL’ANALISI STRUTTURALE

L’analisi strutturale è stata condotta mediante l’ausilio di un modellatore strutturale (ModeSt) e di un programma di calcolo automatico agli elementi finiti di comprovata affidabilità (SAP2000). Nel Fascicolo dei Calcoli sono riportati gli schemi ed i tabulati relativi.

Per il calcolo delle strutture di c.a. del manufatto scatolare, nonché per la determinazione delle tensioni sul terreno è stato realizzato un modello tridimensionale costituito dalle solette e dalle pareti perimetralia utilizzando elementi di tipo bidimensionali di tipo “*shell*”. In base alle risultanze dell’indagine geognostica effettuata in sito, il sottosuolo di fondazione è stato considerato con comportamento “alla Winkler” con costante elastica pari a $0,5 \text{ daN/cm}^3$; tutti i vincoli delle piastre in c.a. sono stati posti pari ad incastro perfetto tra di loro.

Le verifiche agli stati limite delle sezioni di cemento armato dello scatolare sono state svolte in automatico con il programma ModeSt, mentre per le altre strutture secondarie non comprese nella modellazione, sono state effettuate con l'ausilio di fogli di calcolo elettronici di comprovata validità.

I valori delle tensioni sul terreno sono stati ricavati direttamente dal modellatore strutturale.

Oltre ai pesi strutturali del c.a. sono stati considerati i sovraccarichi permanenti sulle solette (interne ed esterne) ed i carichi mobili di utilizzo; in particolare alcune zone della soletta superiore sono soggette ai carichi da traffico stradale, valutato in favore di sicurezza pari a 2000 daN/mq. Sulle pareti esterne agiscono le spinte attive del terreno a tergo dovute anche ai carichi stradali di superficie; sebbene la falda risulti assente per la profondità di scavo prevista si è preferito considerare questa condizione più gravosa ma non concomitante con i sovraccarichi stradali pesanti

3 – ANALISI DEI CARICHI

Soletta interna

Permanenti non strutturali	200 daN/m ²
Accidentali	300 daN/m ²

Soletta di copertura

Permanenti non strutturali	200 daN/m ²
Accidentali impianti	300 daN/m ²
Accidentali mobili stradali	2000 daN/m ²

Pareti conto terra

Spinta terreno immerso alla base parete ($K_a = 0,49 - \gamma' = 1100$ daN/mc)	
$4,2 \times 1100 \times 0,49 =$	2265 daN/m ²
Spinta dell'acqua alla base parete $4,2 \times 1000$	4200 daN/m ²

Solaio copertura torrino

Permanente

Peso muratura + intonaco = $330 \times 3,0$	1000 daN/m
Peso proprio solaio e cordoli	300 daN/m ²

Permanenti non strutturali	100 daN/m ²
Sovraccarico copertura	150 daN/m ²

4 - VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI

Tutte le verifiche previste dalla norma in vigore (D.M. 17.01.2018) sono state eseguite in modo automatico con l'ausilio di un apposito programma di calcolo (MODEST) i cui risultati sono contenuti nel Fascicolo dei Calcoli al quale si rimanda.

In appendice si riportano i risultati sintetici in forma grafica.

In particolare, per le verifiche di resistenza si considera **STR** mentre per la stabilità del terreno si considera **GEO**.

Date le dimensioni ridotte del manufatto non sono state considerati gli effetti delle variazioni termiche nè sono stati presi in conto, in quanto non ricorrenti, i carichi eccezionali (esplosione, urti).

Le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato, il tipo di analisi effettuata, le modalità di consultazione e interpretazione dei risultati forniti sono chiaramente illustrati nella premessa contenuta nel Fascicolo dei Calcoli.

Per la schematizzazione strutturale sono stati adottati elementi "shell" per le solette e le pareti, nelle quali sono stati inserite fedelmente le aperture significative.

Il codice di calcolo e verifica utilizzato (MODEST della Tecnisoft S.r.l. licenza n. 6930) tiene conto in maniera automatica di tutte le prescrizioni normative, sia in termini di resistenza, sia in termini di spostamento; in particolare, applica tutti i criteri, le regole e limitazioni per la verifiche delle sezioni, dei quantitativi minimi di armatura, esegue le verifiche di fessurazione per gli SLE.

Si riassumono nel seguito le armature principali previste nelle varie sezioni.

- Armatura corrente trasversale soletta di base: 1+1 ϕ 20/20
- Rinforzo inf. lato parete 1 ϕ 20/20 sagomato ad L
- Rinforzo sup centrale 1 ϕ 20/20 sagomato
- Armatura corrente longitudinale soletta di base: 1+1 ϕ 16/20
- Rinforzo inf. lato parete 1 ϕ 16/20 sagomato ad L
- Armatura corrente pareti: 1+1 ϕ 20/20 longitudinali; 1+1 ϕ 16/20 trasversali.
- Armatura corrente soletta superiore: 1+1 ϕ 20/20 trasversali - 1+1 ϕ 16/20 longitudinali.

5 – VERIFICA DELLE STRUTTURE SECONDARIE

La determinazione delle sollecitazioni e le verifiche delle strutture secondarie (scale metalliche, solai, palancole, ecc.), sono effettuate manualmente secondo i rispettivi schemi statici e per i carichi previsti.

5.1 – Scale interne

Le tre rampe scale di accesso al locale interrato, comprese nello spazio di 1 m tra le pareti verticali ed il vano corsa del montacarichi centrale, sono realizzate mediante cosciali laterali UPN 140 collegati al c.a. mediante tasselli, tra i quali è inserito un tavellone a supportare il getto della soletta superiore armata con r.e.s. e dei gradini sopra riportati. Data la mancanza di affollamento, si prevede un sovraccarico utile di 200 daN/mq.

In relazione alla modesta luce di calcolo le sollecitazioni sono molto ridotte ed abbondantemente compatibili con la resistenza della soletta.

5.2 – Strutture di c.a. dei condotti esterni

Sebbene queste strutture siano previste impostate sul riempimento dello scavo in misto cementato, in favore di sicurezza si considera che la soletta inferiore incastrata nella parete del manufatto sia in grado di sostenere autonomamente tutti carichi soprastanti.

Per in cunicolo longitudinale che sbalza 1,2 m si considera anche la presenza del carico stradale sulla copertura.

Risulta:

$$P_{ED} = 500 \times 0,6 \times 1,3 + 2200 \times 0,6 \times 1,5 + 1,3 \times 1,3 \times 0,2 \times 2500 = 3200 \text{ daN/m (in punta)}$$

$$q_{ED} = 750 \times 1,3 = 1000 \text{ daN/mq (p.p. soletta inferiore a sbalzo)}$$

Sollecitazioni:

$$M_{ED} = 3200 \times 1,1 + 1000 \times 1,2^2 / 2 = 4250 \text{ daN.m/m}$$

$$V_{ED} = 3200 + 600 = 3800 \text{ daN/m}$$

Si esegue la verifica con programma GELFI ed armatura tesa superiore costituita da $\phi 16/20$.

$$M_{RD} = 9660 \text{ daN.m} > 4250 \text{ daN}$$

Titolo: Soletta cunicoli longitudinali a sbalzo

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	26

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 96,63 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 23,08 ‰
 d 26 cm
 x 3,424 x/d 0,1317
 δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 o 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Dalla verifica a taglio senza armatura specifica risulta

$$V_{RD} = 12300 \text{ daN} > 3800 \text{ daN}$$

Si utilizza la stessa armatura anche per il pozzetto di infresso condotto laser.

La copertura del cunicolo è realizzata da pannelli di c.a. prefabbricati carrabili su luce 1 m spessore 20 cm, armati con doppia res $\phi 12/200 \times 200$.

$$\text{Risulta } M_{RD} = 3600 \text{ daN.m} \gg M_{ED}$$

$$\text{Risulta } V_{RD} = 8000 \text{ daN.m} \gg V_{ED}$$

6 – VERIFICA DEL TORRINO DI INGRESSO FUORI TERRA

6.1.– Schemi geometrici e statici

Il torrino di ingresso, delle dimensioni interne di 6,0x6,0 m ed altezza 3,0 m, è realizzato da 4 pareti in muratura portante antisismica (Poroton 800 spessore 25 cm), impostate direttamente sul poderoso solettone di c.a. del locale interrato, che sostengono il solaio di copertura tipo Bausta 20+5 ordito sulla luce di 6,0 m.

Dal punto di vista sismico il nuovo edificio tecnico può essere inquadrato come “COSTRUZIONE SEMPLICE” secondo quanto riportato al par. 7.8.1.9. delle NTC 2018 e pertanto sarà sufficiente il controllo del soddisfacimento delle condizioni di cui al par. 4.5.6.4. e di quelle integrative, senza eseguire alcuna analisi e verifica di sicurezza.

za.

$$a_g S = 0,137 \times 1,8 = 0,24$$

6.2.- Controllo della “semplicità” dell’edificio (punto 4.5.6.4)

- a)– Le pareti portanti sono continue dalla fondazione alla copertura.
- b)– L’altezza dell’interpiano è $< 3,5$ m.
- c)– Il numero dei piani (unico) non è superiore a 3.
- d)– La planimetria è iscrivibile in un rettangolo con rapporto $a/b = 1 > 1/3$ (0,33)
- e)– La snellezza delle pareti pari a $300/25 = 12 \leq 12$.
- f)– Il sovraccarico sul solaio di copertura pari a $150 \text{ daN/mq} < 300 \text{ daN/mq}$

Si esegue la verifica semplificata per carichi verticali:

- copertura (sup. mq $6,5 \times 6,5 = 42,3$ mq): $(300 + 100 + 150) \times 42,3 = 23300 \text{ daN}$

- pareti (sviluppo $24,5$ m): $1000 \times 24,5 = 24300 \text{ daN}$

$$N = 23300 + 24300 = 47600 \text{ daN}$$

$$A = 25 \times 1760 = 44000 \text{ cmq (al livello delle aperture nelle pareti).}$$

$$\sigma = 47600 / (0,65 \times 44000) = 1,7 \text{ daN/cm}^2 \ll 50 / 4,2 = 12 \text{ daN/cm}^2$$

avendo assunto cautelativamente per la muratura nuova con malta cementizia M5 un $f_k = 50 \text{ daN/cm}^2$.

L’edificio quindi è da considerarsi SEMPLICE.

6.3 - Controllo della “regolarità” dell’edificio (7.8.6.1)

- a)– Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto agli assi.
- b)– Rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto: $b/a = 1 < 4$
- c)– Percentuale sporgenza: $0 \% < 25\%$
- d)– Solai latero cementizi con soletta collaborante, rigido nel proprio piano
- e)– Pareti portanti in muratura a tutta altezza (100%)
- f)– Variazione di massa e rigidezza in elevato nulla in quanto ad un solo piano.
- g)– Variazione rapporto tra resistenza effettiva e richiesta nulla in quanto ad un solo piano.
- h)– Restringimento in elevato nullo in quanto ad un solo piano.
- i)– Armatura cordoli di copertura ($4\phi 16$) = $8,0 \text{ cm}^2$, staffe $\phi 8/20$ cm.
- l)– Lunghezza maschi sugli angoli perimetrali $\geq 1,0$ m

L’edificio quindi è da considerarsi REGOLARE.

6.4 – Condizioni integrative (7.8.1.9)

m)– Lunghezza netta delle pareti nelle due direzioni principali > 50% della dimensione del fabbricato nelle rispettive direzioni con distanza tra le pareti attive < del 75% .

n)– Le pareti facenti parte del sistema resistente supportano più del 75% del carico verticale totale.

o)– La dimensione massima delle specchiature tra pareti ortogonali è < di 7 m.

p)– Il rapporto minimo tra sezione resistente delle pareti e superficie lorda risulta pari a (direzione trasversale):

$$\text{- area netta pareti} = (24,5-6,6) \times 0,25 = 4,48 \text{ mq}$$

$$\text{- area lorda copertura} = 42,3 \text{ mq}$$

$$\text{- rapporto } 4,48/42,3 = 0,106 \text{ (11,6\%)} > \text{del valore di tab. 7.8.III per } a_g S \text{ (0,24)} < 0,25$$

$$\sigma = 47600/44000 = 1,1 < 0,25 \times 50/4,2 = 3,0 \text{ daN/cm}^2$$

avendo assunto cautelativamente per la muratura nuova con malta cementizia M5 un $f_k = 50 \text{ daN/cm}^2$.

Anche trascurando il contributo del vano corsa in c..a. del montacarichi, il piccolo fabbricato in elevazione risulta pertanto VERIFICATO.

6.4 – Verifica del solaio di copertura topo Bausta

Il solaio di copertura è previsto del tipo latero-cementizio a travetti Bausta e pignatte interposte 20+5=25 cm completati in opera con getto in calcestruzzo con caratteristiche di classe 25/30 (travetti da 12 cm al passo di 50 cm).

$$q_{\max} = (300 \times 1,3 + 250 \times 1,5) = 765 \text{ daN/m}^2$$

Luce max : L= 6,0 m in semplice appoggio. Risulta sul singolo travetto

$$M_{ED} = 0,5 \times 765 \times 6,0^2 / 8 = 1520 \text{ daN.m/lastra}$$

$$V_{ED} = 0,5 \times 765 \times 6,0 / 2 = 1010 \text{ daN/lastra}$$

Dalla verifica a flessione con foglio di calcolo automatico ponendo 2 ϕ 12/travetto inferiore, risulta:

$$\text{- } M_{RD} = 1530 \text{ daN.m} > M_{ED}$$

Dalla verifica a taglio senza armatura specifica con foglio di calcolo automatico, risulta:

$$\text{- } V_{RD} = 1620 \text{ daN} > V_{ED}$$

All'appoggio si prevede un'armatura aggiuntiva inferiore 1 ϕ 8/travetto (pari a 0,5

cm²/travetto) in grado di assorbire ampiamente la reazione ($\sigma = 1010/3900 = 0,26 \text{ cm}^2$)

7 – VERIFICA PALANCOLE METALLICHE PROVVISORIE

7.1. – Dimensionamento palancole

Si prevede di utilizzare palancole metalliche tipo ANCELOR PU12 ($W = 1200 \text{ cm}^3/\text{m}$) in acciaio S275 della lunghezza di 9 m.

Per il dimensionamento si considera la palancola incastrata a fondo scavo, in quanto contrastata dal getto di magrone contestuale agli scavi, e vincolata in sommità dal telaio di bordo e dai puntoni di riscontro.

Il terreno attraversato dalle palancole, costituito da argille e limi di media consistenza dotati di coesione ($0,4 \text{ daN/cm}^2$), possono essere considerati come corrispondenti a strati incoerenti dotati di angolo di attrito ridotto.

In favore di sicurezza si adottano i seguenti parametri geotecnici:

- angolo di attrito $\varphi = 20^\circ$ ($K_a = 0,5$)
- peso di volume terreno in assenza di falda $\gamma' = 1900 \text{ daN/mc}$
- sovraccarico uniforme in superficie $q = 2000 \text{ daN/mq}$
- altezza dello scavo $h = 5,5 \text{ m}$

Le sollecitazioni per metro di sviluppo della palancola risultano:

- spinta del terreno alla base dello scavo: $\sigma_t = 1,3 \times (1900 \times 0,5) \times 5,5 = 7840 \text{ daN/m}^2$

- spinta uniforme del sovraccarico: $\sigma_q = 1,5 \times (2000 \times 0,5) = 1500 \text{ daN/m}^2$

$M_{\max} = 7840 \times 5,5^2/15 + 1500 \times 5,5^2/8 = 15820 + 5680 = 21500 \text{ daN.m}$ (al piede)

$T_{\max} = 2 \times 7840 \times 5,5/5 + 5 \times 1500 \times 5,5/8 = 17300 + 5200 = 22500 \text{ daN}$ (al piede)

$R_{\max} = 4300 + 3100 = 7400 \text{ daN}$ (reazione in sommità)

$\sigma_a = 21500/1200 = 1800 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{RD} = 2750/1,05 = 2600 \text{ daN/cm}^2$

$\tau_a = 1,2 \times 22500/(4 \times 36 \times 0,9) = 210 \text{ daN/cm}^2 \ll \tau_{RD} = 2600/1,71 = 1500 \text{ daN/cm}^2$

7.2. – Dispositivi di contrasto in sommità

Il dispositivo di contrasto in sommità è costituito da una trave di coronamento HEB 300 e riscontri compressi posizionati al passo massimo di 6 m circa in acciaio S275.

Le sollecitazioni massime nella trave risultano:

$M_{\max} = 7400 \times 6,0^2/12 = 22200 \text{ daN.m}$

$T_{\max} = 7400 \times 6,0/2 = 22200 \text{ daN}$

$\sigma_a = 2220000/1680 = 1320 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{RD} = 2600 \text{ daN/cm}^2$

$\tau_a = 22200/(30 \times 1,1) = 670 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{RD} = 2600/1,71 = 1500 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma_{id} = 1760 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{RD} = 2600 \text{ daN/cm}^2$$

I puntoni sono costituiti da tubolari $\phi 273/8$ su luce libera di 1476 cm in acciaio S355

$$A = 67 \text{ cm}^2 \quad i = 9,3 \text{ cm} \quad \lambda = 1476/9,4 = 157 \quad \chi = 0,20$$

La sollecitazione massima di compressione risulta:

$$N_{\max} = 7400 \times 6,0 = 44400 \text{ daN}$$

$$\sigma_a = 44400/(67 \times 0,2) = 2670 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{RD} = 3550/1,05 = 3380 \text{ daN/cm}^2$$

Il puntone diagonale è costituito dallo stesso tubolare $\phi 273/8$ inclinato a 45° con luce libera di 6,6 m.

$$A = 67 \text{ cm}^2 \quad i_{\min} = 9,3 \text{ cm} \quad \lambda = 660/9,3 = 71 \quad \chi = 0,70$$

La sollecitazione massima di compressione risulta:

$$N_{\max} = 7400 \times 6,0 \times 1,41 = 62600 \text{ daN}$$

$$\sigma_a = 62600/(67 \times 0,7) = 1340 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{RD} = 2750/1,05 = 2600 \text{ daN/cm}^2$$

Gli attacchi delle pistre di estremità saranno realizzate mediante 4 bulloni M24 8.8

Si esegue la verifica con prigramma Gelfi per un taglio massimo sul bullone pari a:

$$T_b = 44400/4 = 11000 \text{ daN} < 17400 \text{ daN.}$$

NOTA: Per la realizzazione degli scavi si dovrà procedere per strisce non superiori ai 3 m, gettando il magrone di fondo dello spessore di 30 cm a contrato della palancola.

APPENDICE

SINTESI DEI RISULTATI DELE ANALISI STATICHE