

COMUNE DI BOLOGNA

Ente Appaltante:

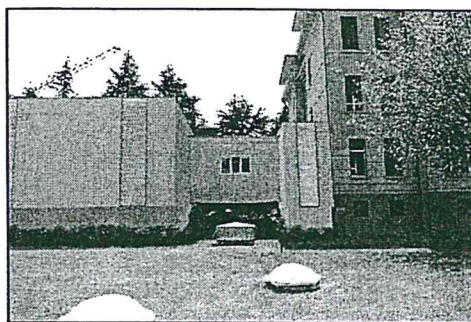


**AZIENDA U.S.L.
CITTA' DI BOLOGNA**

SERVIZIO PROGETTAZIONE, GESTIONE
E MANUTENZIONE IMMOBILI

Oggetto:

PRIMA PERIZIA DI VARIANTE OSPEDALE BELLARIA - PADIGLIONE "B" REALIZZAZIONE DI UN BUNKER PER L'INSTALLAZIONE DI UN NUOVO ACCELERATORE LINEARE



Offerente:



ELEKTA S.p.A.
AGRATE BRIANZA (ITALY)

Progetto:



Ingegneria & Servizi S.r.l.

Via E. Caccuri, 7 - 70124 BARI - tel. 080 5099211 - fax 080 5099213
E Mail: jesse@lesseba.it

COORDINATORE

Prof. Ing. Tommaso CONTURSI

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n° 2084
C.F.: CNT TMS 49S04 I330P

Dott. Arch. Concetta Cuccaro
Dott. Ing. Sergio Castellano
Dott. Ing. Antonio Lovino
Dott. Ing. Carlo Piacenza

Opere Edili
Opere Strutturali
Opere Meccaniche
Opere Elettriche

Ordine degli Architetti della Provincia di Bari n° 1292
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n° 5251
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n° 5116
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n° 6090



La Direzione Lavori

Dott. Ing. Gaetano Mirto

Elaborato:

OPERE EDILI Relazione Tecnica di Calcolo

Data progetto: Novembre 2002	Elaborato: EA01-01
Disegnato:	Scala:
Verificato:	Aggiornamento:
Approvato:	Aggiornamento:



Azienda U.S.L. Città di Bologna

Ospedale Bellaria- Padiglione B

**REALIZZAZIONE DI UN BUNKER PER
L'INSTALLAZIONE DI UN NUOVO
ACCELERATORE LINEARE**

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO



INDICE

1. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI E CRITERI DI CALCOLO	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	6
4. PIASTRA DI COPERTURA DEL BUNKER	7
4.1. ANALISI DEI CARICHI	7
5. SOLAIO DEL PRIMO IMPALCATO DEL BUNKER	9
5.1. COMBINAZIONE DI CALCOLO ULTIMA- ANALISI DEI CARICHI	9
5.2. COMBINAZIONE DI CALCOLO RARA- ANALISI DEI CARICHI	9
6. DIMENSIONAMENTO DELLE PARETI	13
7. VERIFICA SISMICA DELLE PARETI	16
8. SCALA ESTERNA DI ACCESSO	19
Pianerottolo a sbalzo $s=130\text{cm}$	19
Gradino a sbalzo	19



1. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO

L'intervento oggetto di questa relazione di calcolo consiste nella realizzazione di un bunker per la radioterapia nel padiglione B dell'Ospedale Bellaria di Bologna e dei relativi corridoi di accesso. Inoltre è prevista la realizzazione di una scala di servizio all'esterno della struttura esistente.

Il bunker, in particolare, verrà realizzato in sostituzione di una vecchia struttura in c.a. ormai non più in grado di soddisfare le esigenze prestazionali delle nuove apparecchiature per la radioterapia che, pertanto, verrà demolita.

Il bunker è in elevazione rispetto al piano stradale ed realizzato interamente con calcestruzzo di barite; la struttura sottostante, che alloggia un vano tecnico, sarà realizzata con c.a. avente Rck300.

Sebbene il comportamento della struttura debba essere considerato "scatolare", le verifiche saranno condotte, a vantaggio di sicurezza, sui singoli elementi strutturali non considerando il contributo degli altri.

Possibili interferenze con l'intervento in oggetto potranno venire dall'interazione del bunker con le fondazioni dell'officina (struttura interamente in c.a. avente un unico pilastro centrale a "fungo") e con il tunnel di collegamento con il padiglione Tinozzi che è al di sotto del piano stradale. La soluzione adottata di una fondazione indiretta su pali permette di risolvere i problemi legati all'interferenza con gli altri corpi.

I pali, della lunghezza di circa 9.00m, attraversano, come si evince dalla relazione geologica, un terreno caratterizzato dalla presenza di argille limose brunastre, o limi argillosi a variabile contenuto di sabbia, con inglobati frequenti inclusi litici, per andarsi a basare su un substrato sabbioso arenaceo di consistenza quasi litica.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI E CRITERI DI CALCOLO

I calcoli oggetto di questa relazione tecnica sono eseguiti in osservanza di:

Legge 5/11/'71- n°1086	“Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.”
Legge 2/02/'74- n°64	“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.”
D.M.LL.PP 9/1/1996	“Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.”
D.M.LL.PP 11/3/1988	“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
D.M.LL.PP 16/10/1996	“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
C.M.LL.PP. 15/10/996	“Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
C.M.LL.PP. 4/7/1996	“Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
C.M.LL.PP. 10/4/1997	“Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16 gennaio 1996”.

I materiali impiegati sono:

Calcestruzzo di barite $R_{ck}=300\text{daN/cm}^2$ strutture in elevazione II impalcato. Il cls di barite dovrà avere densità finale $\geq 3300\text{ kg/m}^3$.
 Calcestruzzo $R_{ck}=200\text{daN/cm}^2$ per sottofondazione
 Calcestruzzo $R_{ck}=250\text{daN/cm}^2$ per fondazione
 Calcestruzzo $R_{ck}=300\text{daN/cm}^2$ per strutture in elevazione I impalcato
 $E_c=250000\text{ daN/cm}^2$
 Acciaio per cls. Armato FeB44k

Si adottano inoltre i seguenti carichi e sovraccarichi:

Calcestruzzo armato	2500 da/m^3
Calcestruzzo armato di barite	3650 da/m^3
Carichi permanenti solai	200 da/m^2

Carico accidentale solaio I imp.	600 da/m^2
Carico neve $160 \cdot 0.8 =$	128 da/m^2

Per la verifica della piastra del primo piano ($s=70\text{cm}$) è stata prevista una combinazione di calcolo rara con sovraccarico di 2000 daN/m^2 per tener conto delle operazioni di getto della soletta superiore e per eventuali azioni dinamiche dovute al trasporto degli elementi dell'acceleratore lineare.

METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite. Il carico di progetto è una combinazione lineare del valore caratteristico dei carichi permanenti e dei carichi accidentali:

$$Q_{du} = G \cdot 1.4 + Q \cdot 1.5$$

Il carico di progetto in caso di combinazione rara è dato da:

$$Q_{dr} = G \cdot 1.0 + Q \cdot 1.0$$

La verifica al sisma viene condotta attraverso l'analisi globale della struttura, con il calcolo elastico lineare senza ridistribuzioni, sottoposta alle seguenti combinazioni di carichi:

Comb1:

$$F_{d1} = 1.4 G + 1.5 Q + 1.5 F_{hx}$$

Comb2:

$$F_{d2} = 1.4 G + 1.5 Q - 1.5 F_{hx}$$

Comb3:

$$F_{d3} = 1.4 G + 1.5 Q + 1.5 F_{hy}$$

Comb4:

$$F_{d4} = 1.4 G + 1.5 Q - 1.5 F_{hy}$$

AZIONI SISMICHE

Sebbene il comune di Bologna non ricada in zona sismica si procede comunque alla verifica sismica della struttura ipotizzando un grado di sismicità $S=6$.

Le azioni sismiche orizzontali e verticali valgono dunque:

$$F_{hi} = C \times R \times \varepsilon \times \beta \times \gamma_i \times W_i$$

$$F_{hi} = 0.04 \times 1.0 \times 1.2 \times 1.00 \times \gamma_i \times W_i = 0.048 \times \gamma_i \times W_i$$

$$W_i = G_i + sQ_i$$

$$s = 0.50$$

Le azioni verticali da applicare sugli sbalzi valgono:

$$F_v = 0.4 \times 1.2 \times W_i = 0.48 \times W_i$$

VERIFICA DEL MOMENTO FLETTENTE

Il calcolo è eseguito con l'ipotesi che la sezione sia normalmente armata con rottura nel "dominio 3". Deve risultare, quindi che:

$$\omega_s < \omega_{bal}$$

$$\omega_{bal} = 0.5277 \text{ per acciaio FeB44k}$$

$$\omega_s = A_s \times f_{yd} / (b \times d \times f_{cu})$$

$$\mu_d = \omega_s \left(1 - \frac{\omega_s}{2} \right)$$

$$M_{rd} = \mu_d \times b \times d^2 \times f_{cu}$$

VERIFICA DEL TAGLIO

L'armatura trasversale deve essere tale da verificare:

$$V_{sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

V_{sdu} = taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo

V_{cd} = capacità portante di taglio del cls

V_{wd} = resistenza delle staffe

$$V_{cd} = 0.60 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_{wd} = A_{sw} \times f_{yd} \times \frac{0.90d}{s} \geq 0.50 V_{sdu}$$

dove:

s = passo delle staffe

A_{sw} = area delle staffe

d = altezza utile della sezione



3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo $R_{ck}250$

R_{ck}	resistenza caratteristica cubica a compressione		= 250 daN/cm ²
f_{ck}	resistenza caratteristica cilindrica a compressione	= 250 x 0.83	= 207.5 daN/cm ²
γ_c	coefficiente di sicurezza del materiale		= 1.6 s.l.u. = 1.0 s.l.e.
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione (s.l.u.)	$= \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{207.5}{1.6}$	= 129.7 daN/cm ²
f_{ctm}	resistenza media a trazione pura	$= 0.58 \sqrt[3]{R_{ck}^2}$	= 23.01 daN/cm ²
f_{ctfm}	resistenza media a trazione per flessione	$= 1.2 \times f_{ctm}$	= 27.62 daN/cm ²
f_{ctk}	resistenza caratteristica a trazione pura	$= 0.7 \times f_{ctm}$	= 16.11 daN/cm ²
f_{ctd}	resistenza di calcolo a trazione pura (s.l.u.)	$= \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{16.11}{1.6}$	= 10.07 daN/cm ²
f_{ctfd}	resistenza di calcolo a trazione per flessione (s.l.u.)	$= 1.2 \times \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	= 12.08 daN/cm ²

Calcestruzzo $R_{ck}300$

R_{ck}	resistenza caratteristica cubica a compressione		= 300 daN/cm ²
f_{ck}	resistenza caratteristica cilindrica a compressione	= 300 x 0.83	= 249 daN/cm ²
γ_c	coefficiente di sicurezza del materiale		= 1.6 s.l.u. = 1.0 s.l.e.
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione (s.l.u.)	$= \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{249}{1.6}$	= 155.6 daN/cm ²
f_{ctm}	resistenza media a trazione pura	$= 0.58 \sqrt[3]{R_{ck}^2}$	= 25.99 daN/cm ²
f_{ctfm}	resistenza media a trazione per flessione	$= 1.2 \times f_{ctm}$	= 31.19 daN/cm ²
f_{ctk}	resistenza caratteristica a trazione pura	$= 0.7 \times f_{ctm}$	= 18.19 daN/cm ²
f_{ctd}	resistenza di calcolo a trazione pura (s.l.u.)	$= \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{18.19}{1.6}$	= 11.37 daN/cm ²
f_{ctfd}	resistenza di calcolo a trazione per flessione (s.l.u.)	$= 1.2 \times \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	= 13.64 daN/cm ²

Acciaio Fe B 44 k

f_{yk}	tensione caratteristica di snervamento		= 4300 daN/cm ²
γ_s	coefficiente di sicurezza del materiale		= 1.15 s.l.u. = 1.00 s.l.e.
f_{yd}	tensione di trazione di calcolo (s.l.u.)	$= \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4300}{1.15}$	= 3740 daN/cm ²



4. PIASTRA DI COPERTURA DEL BUNKER

4.1. ANALISI DEI CARICHI

P.P. Soletta 0.80 x 3650=	2920 daN/m ²
<u>Carichi permanenti</u>	<u>200 daN/m²</u>
Totale	3120 daN/m²

<u>Carichi accidentali (neve)</u>	<u>128 daN/m²</u>
-----------------------------------	------------------------------

$$Q_d = 3120 \cdot 1.4 + 128 \cdot 1.5 = 4560 \text{ daN/m}^2$$

La copertura viene calcolata come una piastra, le sollecitazioni sono valutate per le due ipotesi più gravose: piastra appoggiata sui quattro lati (massimo momento positivo); piastra incastrata su un lato e appoggiata sugli altri tre (massimo momento negativo sugli appoggi).

Le dimensioni della piastra di copertura sono 10.95 x 10.80 m; la presenza del setto interno di spessore 90cm divide la copertura in due aree. La maggiore ha dimensioni di calcolo (rispetto agli assi delle pareti su cui poggia) 9.40 x 7.88 e spessore di 80 cm. Le sollecitazioni massime vengono calcolate con i metodi della scienza delle costruzioni attraverso degli abachi (vedi Santarella "prontuario del c.a.").

$$b/a = 9.40/7.88 = 1.19$$

$$M_{\max}^{(+)} = \frac{4560 \times 7.88^2}{16.90} = 16800 \text{ daNm/m} \Rightarrow A_s = 6.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{\max}^{(-)} = \frac{4560 \times 7.88^2}{15.65} = 18100 \text{ daNm/m} \Rightarrow A_s = 6.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

L'armatura minima regolamentare corrisponde, tuttavia, allo 0.15% della dell'area della sezione reagente a flessione:

$$A_s = 0.0015 \cdot 100 \cdot 77 = 11.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

per cui si prevede inferiormente e superiormente una rete $\phi 18 @ 20''$ ($A_s = 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo è uguale a:

$$V_{\text{sdu}} = 4560 \times 9.58/2 = 21850 \text{ daN/m}$$

Non si rende necessaria armatura supplementare per il taglio in quanto:

$$0.25 \cdot f_{\text{ctd}} \cdot r \cdot (1 + 50 \rho_l) \cdot b_w \cdot h_u \cdot d = 0.25 \cdot 11.37 \cdot 1 \cdot (1 + 0.02) \cdot 100 \cdot 77 \cdot 1 = 22350 \text{ daN} > V_{\text{sdu}}$$

dove:

f_{ctd} è la resistenza a trazione di calcolo

$r = (1.6 - h_u)$ e comunque $h_u \leq 0.6$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot h_u} \text{ e comunque } \rho_l \leq 0.02$$

b_w è la larghezza della membratura resistente al taglio

h_u è l'altezza utile della sezione

A_{sl} è l'area dei ferri longitudinali di trazione ancorati al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45°.

Tuttavia al fine di migliorare la trasmissione delle sollecitazioni dalla piastra alle pareti, si dispongono dei monconi di lunghezza variabile $\phi 16$ con interasse di 15cm, inclinati di 45° la cui resistenza di calcolo, V_{wd} , non deve risultare inferiore alla metà del taglio di calcolo.

SOLAIO DI COPERTURA DEL CORRIDOIO DI ACCESSO AL BUNKER

Il solaio di copertura del corridoio viene realizzato con una soletta in c.a., dello spessore di 20cm; vincolata a due travi a spessore a sbalzo 30 x 60 cm aventi luce di 290 cm.

P.P. Soletta 0.20 x 2500=	500 daN/m ²
Carichi permanenti	200 daN/m ²
Totale	700 daN/m ²

Carichi accidentali	128 daN/m ²
---------------------	------------------------

L'azione sismica verticale vale:

$$F_v = 0.4 \times 1.2 \times W_i = 0.48 \times (700 + 0.5 \times 128) = 366 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_d = 700 \times 1.4 + 128 \times 1.5 + 366 \times 1.5 = 1730 \text{ daN/m}^2$$

La **trave maggiormente sollecitata è quella centrale** su cui grava un campo di solaio pari a 8.90/3=3.0m. Il carico distribuito agente sulla trave è pari a:

$$\text{P.P. trave } 0.30 \times 0.60 \times 2500 = 450 \text{ daN/m}^2$$

$$q_d = 450 \times 1.4 + 1730 \times 3.00 = 5900 \text{ daN/m}$$

$$M_{\max}^{(-)} = \frac{5900 \times 2.90^2}{2} = 24810 \text{ daNm} \quad \Rightarrow \quad A_{s\min} = 14.02 \text{ cm}^2$$

Si dispongono 7 ϕ 18 longitudinali ($A_s = 17.78 \text{ cm}^2$).

$$V_{sdu} = 4146 \times 2.90 = 17200 \text{ daN}$$

Si prevedono staffe ϕ 8 a 2 bracci @ 15".

Le **travi di bordo** sono invece sollecitate da un campo di solaio pari a 8.90/6=1.5m

$$q_d = 450 \times 1.4 + 1730 \times 1.50 = 3200 \text{ daN/m}$$

$$M_{\max}^{(-)} = \frac{3200 \times 2.90^2}{2} = 13500 \text{ daNm} \quad \Rightarrow \quad A_{s\min} = 7.20 \text{ cm}^2$$

Si dispongono 6 ϕ 16 longitudinali ($A_s = 12.00 \text{ cm}^2$).

$$V_{sdu} = 2390 \times 2.90 = 7000 \text{ daN}$$

Si prevedono staffe ϕ 8 a 2 bracci @ 15".

La piastra del solaio, delle dimensioni 4.90x2.90m, è vincolata alle due travi ed è incastrata sull'altro lato al bunker.

$$b/a = 4.90/2.90 = 1.69$$

$$M_{\max}^{(+)} = \frac{1730 \times 2.90^2}{20.35} = 780 \text{ daNm/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 1.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{\text{bunker}}^{(-)} = \frac{1730 \times 2.90^2}{9.8} = 1613 \text{ daNm/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 2.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{\text{trave}}^{(-)} = \frac{1730 \times 2.90^2}{12.9} = 1230 \text{ daNm/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 2.11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si dispone superiormente e inferiormente una rete ϕ 12 @ 20" ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$).

5. SOLAIO DEL PRIMO IMPALCATO DEL BUNKER

5.1. COMBINAZIONE DI CALCOLO ULTIMA- ANALISI DEI CARICHI

P.P. Soletta 0.70 x 3650=	2560 daN/m ²
<u>Carichi permanenti</u>	<u>200 daN/m²</u>
Totale	2760 daN/m ²

<u>Carichi accidentali</u>	<u>600 daN/m²</u>
----------------------------	------------------------------

$$Q_d = 2760 \cdot 1.4 + 600 \cdot 1.5 = 4800 \text{ daN/m}^2$$

La copertura viene calcolata come una piastra, le sollecitazioni sono valutate per le due ipotesi più gravose: piastra appoggiata sui quattro lati (massimo momento positivo); piastra incastrata su un lato e appoggiata sugli altri tre (massimo momento negativo sugli appoggi).

La piastra ha dimensioni di calcolo (rispetto agli assi delle pareti su cui poggia) 7.75 x 7.88 e spessore di 70 cm. Le sollecitazioni massime vengono calcolate con i metodi della scienza delle costruzioni.

$$b/a = 7.88/7.75 = 1.02$$

$$M_{\max}^{(+)} = \frac{4800 \times 7.78^2}{22.6} = 12900 \text{ daNm/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 5.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{\max}^{(-)} = \frac{4800 \times 7.78^2}{11.9} = 24500 \text{ daNm/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 10.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si prevede inferiormente una rete $\phi 18 @ 20''$ ($A_s = 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$). Superiormente si dispone una rete $\phi 18 @ 20''$ ($A_s = 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Per quanto riguarda il taglio si ha, trascurando a vantaggio di sicurezza il comportamento a piastra:

$$V_{sdu} = 4800 \times 7.80/2 = 18720 \text{ daN/m}$$

Non si prevede armatura integrativa per il taglio in quanto:

$$0.25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \rho_l) \cdot b_w \cdot h_u \cdot d = 0.25 \cdot 11.37 \cdot 1 \cdot (1 + 0.02) \cdot 100 \cdot 67 \cdot 1 = 19450 \text{ daN} > V_{sdu}$$

5.2. COMBINAZIONE DI CALCOLO RARA- ANALISI DEI CARICHI

Nell'analisi dei carichi viene considerato cautelativamente un sovraccarico di 2000 daN/m^2 nel dimensionamento della piastra che tiene conto della movimentazione dei componenti dell'acceleratore lineare e di eventuali effetti dinamici. Di tale sovraccarico non si tiene invece conto nella valutazione degli scarichi in fondazione.

P.P. Soletta 0.70 x 3650=	2560 daN/m ²
<u>Carichi permanenti</u>	<u>200 daN/m²</u>
Totale	2760 daN/m ²

<u>Carichi accidentali</u>	<u>2000 daN/m²</u>
----------------------------	-------------------------------

$$Q_d = 2760 + 2000 = 4760 \text{ daN/m}^2$$

La copertura viene calcolata come una piastra, le sollecitazioni sono valutate per le due ipotesi più gravose: piastra appoggiata sui quattro lati (massimo momento positivo); piastra incastrata su un lato e appoggiata sugli altri tre (massimo momento negativo sugli appoggi).

La piastra ha dimensioni di calcolo (rispetto agli assi delle pareti su cui poggia) 7.75 x 8.35 e spessore di 70 cm. Le sollecitazioni massime vengono calcolate con i metodi della scienza delle costruzioni.

$$b/a = 7.88/7.75 = 1.02$$

$$M_{\max}^{(+)} = \frac{4760 \times 7.78^2}{22.6} = 12750 \text{ daNm/m} \Rightarrow A_s = 5.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{\max}^{(-)} = \frac{4760 \times 7.78^2}{11.9} = 24300 \text{ daNm/m} \Rightarrow A_s = 10.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si prevede inferiormente una rete $\phi 18 @ 20''$ ($A_s = 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$). Superiormente si dispone una rete $\phi 18 @ 20''$ ($A_s = 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Per quanto riguarda il taglio si ha, trascurando a vantaggio di sicurezza il comportamento a piastra e considerando come lunghezza utile quella tra le due pareti:

$$V_{\text{sdu}} = 4760 \times 7.13/2 = 17000 \text{ daN/m}$$

Non si prevede armatura integrativa per il taglio in quanto:

$$0.25 \cdot f_{\text{ctd}} \cdot r \cdot (1 + 50 \rho_l) \cdot b_w \cdot h_u \cdot d = 0.25 \cdot 11.37 \cdot 1 \cdot (1 + 0.02) \cdot 100 \cdot 67 \cdot 1 = 19450 \text{ daN} > V_{\text{sdu}}$$

Tuttavia al fine di migliorare la trasmissione delle sollecitazioni dalla piastra alle pareti, si dispongono dei monconi di lunghezza variabile $\phi 16$ con interasse di 20cm.

Sulla soletta del primo piano è previsto, come già detto, l'alloggiamento dell'acceleratore lineare che pesa complessivamente 5000 daN. Si procede alla verifica del punzonamento della soletta.

Il valore del carico di punzonamento della lastra, in assenza di armatura, è dato da:

$$F = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{\text{ctd}} = 0.5 \times 400 \times 67 \times 11.37 = 150.000 \text{ daN} >> 5000 \text{ daN}$$

MENSOLA L=185 CM

Il solaio aggetta di 185cm rispetto al muro sottostante lo spessore di questa soletta è di 70 cm ed è anch'essa realizzata con cls baritico. Su questo sbalzo grava la parete di cls baritico, dello spessore di 130cm che sorregge in parte la copertura del bunker.

Il carico ultimo in copertura è di 4280 daN/m² il peso complessivo della copertura è quindi:

$$G_{\text{cop}} = (10.95 \times 10.80) \cdot 0.8 \cdot 3650 = 345 \text{ t}$$

$$Q_{\text{cop}} = (10.95 \times 10.80) \cdot 150 = 18 \text{ t}$$

La lunghezza dell'asse delle pareti è:

$$A_p = 9.40 \cdot 2 + 10.20 \cdot 2 + 6.75 = 45.95 \text{ m}$$

L'incidenza del carico del solaio per metro lineare di parete vale dunque:

$$I = 345000/45.95 = 7500 \text{ daN/ml}$$

Il peso proprio della parete vale:

$$G_{\text{par}} = 3.45 \cdot 1.3 \cdot 3650 = 16380 \text{ daN}$$

Il valore ultimo del peso proprio della parete e dell'incidenza della copertura vale:

$$G_{\text{ult}} = (7500 + 16380) \cdot 1.4 = 33500 \text{ daN}$$

Il valore ultimo del peso proprio per metro lineare della mensola è:

$$N_{\text{menr}} = (3650 \cdot 0.70) \cdot 1.4 = 3600 \text{ daN/m}$$

L'incremento ultimo dovuto all'ipotetica azione sismica è pari a:

$$Q_{\text{sism}_{\text{cop}}} = 7500 \cdot 0.48 \cdot 1.5 = 5400 \text{ daN}$$

$$Q_{\text{sism}_{\text{par}}} = (3.42 \cdot 3650 \cdot 1.30) \cdot 0.48 \cdot 1.5 = 11700 \text{ daN}$$



$$Q_{sism_{men}} = (3650 \cdot 0.70) \cdot 0.48 \cdot 1.5 = 1840 \text{ daN}$$

$$M_{max}^{(-)} = \frac{(3600 + 1840) \cdot (1.85 + 0.45)^2}{2} + (33500 + 5400 + 11700) \cdot (1.85 - 1.30/2 + 0.90/2) =$$

$$14400 + 83490 = 97890 \text{ daNm/m}$$

$$\Rightarrow A_{smin} = 50.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si dispongono, 2 ϕ 20 @ 20" ($A_s = 31.44 \text{ cm}^2/\text{m}$) e 3 ϕ 18 @ 20" ($A_s = 38.10 \text{ cm}^2/\text{m}$).

$$A_s = 31.44 + 38.10 = 69.54 \text{ cm}^2/\text{m} > 50.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{sdu} = 5440 \cdot 1.85 + (33500 + 5400 + 11700) = 60700 \text{ daN/m}$$

Si prevedono delle staffe aperte verticali aperte ϕ 10 ciascuna con due bracci e distanziate di 40cm, tali da assorbire la metà dello sforzo di taglio, quindi con cinque bracci per metro lineare aventi passo

$$s_{wd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{0.9h}{s} = 5 \cdot 0.785 \cdot 3740 \cdot \frac{0.9 \cdot 70}{60700/2} = 30.5 \text{ cm}$$

Per quanto riguarda la verifica del conglomerato compresso si ha:

$$0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0.30 \cdot 132 \cdot 100 \cdot 67 = 265000 \text{ daN} > 60700$$

Si esegue inoltre la verifica al punzonamento della piastra a sbalzo. Il carico massimo, per metro lineare, per il quale non si prevede armatura al punzonamento è pari :

$$N_{pmax} = 0.5 \cdot u \cdot f \cdot f_{ctd} = 0.5 \cdot 100 \cdot 70 \cdot 11.37 = 39750 \text{ daN}$$

L'azione indotta dalla parete, tenendo conto del contributo sismico, è pari a:

$$N_d = 33500 + 5400 + 11700 = 50600 \text{ daN} > N_{pmax}$$

Pertanto l'azione deve essere completamente affidata alla staffe e ai ferri piegati.

Le staffe verticali ϕ 10 a cinque bracci utili per l'assorbimento del punzonamento hanno passo p pari a:

$$50600 = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{0.9h}{s} = n \cdot 5 \cdot 0.785 \cdot 3740$$

da cui: $n = 3.44$ e $p = 60/3.44 = 17.5 \text{ cm}$

Si dispongono, pertanto staffe ϕ 10 per complessivi cinque bracci/ml con passo 15cm.

Per quanto concerne la realizzazione della piastra del primo piano del bunker, non sottoporre lo sbalzo a sollecitazioni o deformazioni fintanto che il calcestruzzo non sia completamente maturato.

SOLAIO DEL CORRIDOIO DI ACCESSO AL BUNKER

Il solaio di copertura del corridoio viene realizzato con una soletta in c.a., dello spessore di 20cm; vincolato su due travi a spessore a sbalzo 30 x 60 cm aventi luce di 290 cm.

P.P. Soletta 0.20 x 2500=	500 daN/m ²
<u>Carichi permanenti</u>	<u>200 daN/m²</u>
Totale	700 daN/m ²

<u>Carichi accidentali</u>	<u>600 daN/m²</u>
----------------------------	------------------------------

L'azione sismica verticale vale:

$$F_v = 0.4 \cdot 1.2 \cdot W_i = 0.48 \cdot (700 + 0.5 \cdot 600) = 480 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_d = 700 \times 1.4 + 600 \times 1.5 + 480 \times 1.5 = 2600 \text{ daN/m}^2$$

La **trave maggiormente sollecitata è quella centrale** su cui grava un campo di solaio pari a $8.90/3=3.0\text{m}$ (vedi figura). Il carico distribuito agente sulla trave è pari a:

$$\text{P.P. trave } 0.30 \times 0.60 \times 2500 = 450 \text{ daN/m}^2$$

$$q_d = 450 \times 1.4 + 2600 \times 3.00 = 8430 \text{ daN/m}$$

$$M_{\max}^{(-)} = \frac{8430 \times 2.90^2}{2} = 35500 \text{ daNm} \quad \Rightarrow \quad A_{s\min} = 21.44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Le armature si dispongono su due registri (vedi elaborati grafici) $8+3 \phi 18$ longitudinali ($A_s=25.40 \text{ cm}^2$).

$$V_{sdu} = 8430 \times 2.90 = 24500 \text{ daN}$$

Si prevedono staffe $\phi 10$ a 2 bracci @ $15''$.

Le **travi di bordo** sono invece sollecitate da un campo di solaio pari a $8.90/6=1.5\text{m}$ oltre che al peso della muratura di compagno avente un peso specifico di 800 daN/m^3 :

$$P_m = 800 \times 0.3 \times 3.10 = 816 \text{ daN/m}$$

$$q_d = (450 + 816) \times 1.4 + 1880 \times 1.50 + 480 \times 1.5 \times 1.50 = 5700 \text{ daN/m}$$

$$M_{\max}^{(-)} = \frac{5700 \times 2.90^2}{2} = 23900 \text{ daNm} \quad \Rightarrow \quad A_{s\min} = 13.44 \text{ cm}^2$$

Si dispongono $6 \phi 18$ longitudinali ($A_s=15.24 \text{ cm}^2$).

$$V_{sdu} = 5700 \times 2.90 = 16530 \text{ daN}$$

Si prevedono staffe $\phi 10$ a 2 bracci @ $20''$.

La piastra del solaio, delle dimensioni $4.90 \times 2.90\text{m}$, è vincolata alle due travi ed è incastrata sull'altro lato al bunker.

$$b/a = 4.90/2.90 = 1.69$$

$$M_{\max}^{(+)} = \frac{1880 \times 2.90^2}{20.35} = 780 \text{ daNm/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 1.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{\text{bunker}}^{(-)} = \frac{1880 \times 2.90^2}{9.8} = 1613 \text{ daNm/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 2.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{\text{trave}}^{(-)} = \frac{1880 \times 2.90^2}{12.9} = 1230 \text{ daNm/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 2.11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si dispone superiormente e inferiormente una rete $\phi 12 @ 20''$ ($A_s=5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$).

6. DIMENSIONAMENTO DELLE PARETI

Vengono calcolate le tensioni alla base di ciascuna parete.

Per migliorare il comportamento scatolare della struttura e permettere una migliore omogeneità e compattazione del conglomerato, si raccomanda di eseguire i getti di cls baritico sulla seconda tesa contemporaneamente per tutte le pareti e di non realizzare i maschi murari singolarmente.

Si calcola dapprima il peso della piastra del I piano al fine di valutarne lo scarico sulle pareti:

P.P. Soletta $0.70 \times 3650 =$	2550 daN/m ²
<u>Carichi permanenti</u>	<u>200 daN/m²</u>
Totale	2750 daN/m ²

<u>Carichi accidentali</u>	<u>600 daN/m²</u>
----------------------------	------------------------------

$$Q_d = 2580 \times 1.4 + 600 \times 1.5 = 4750 \text{ daN/m}^2$$

Il carico ultimo della piastra del I piano vale dunque:

$$N_{u\text{I piano}} = (10.92 \times 10.90) \times 4750 = 565 \text{ t}$$

L'area complessiva delle pareti è:

$$A_p = 10.74 (1.50 + 0.90) + 6.55 (0.65 + 0.50) + 3.95 \times 0.70 = 36.826 \text{ m}^2$$

L'incidenza del carico ultimo del solaio per metro quadro di parete vale dunque:

$$I_u = N_{\text{cop}} / A_p = 565000 / 36.16 = 15650 \text{ daN/ml}$$

PARETE S=150CM

$$\text{Incidenza copertura } 12500 \times 1.50 = 19630 \text{ daN/ml (valore ultimo)}$$

$$\text{Incidenza solaio a sbalzo } 825 \times 2.9 = 2392 \text{ daN/ml}$$

$$\text{P.P. II tesa } 3650 \times 1.50 \times 3.42 = 19600 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Incidenza piastra I piano } 15650 \times 1.50 = 24600 \text{ daN/ml (valore ultimo)}$$

$$\text{Incidenza solaio a sbalzo } 950 \times 2.9 = 2755 \text{ daN/ml}$$

$$\text{P.P. I tesa } 2500 \times 1.50 \times (2.40 + 0.30) = 10150 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Tot: carichi perm.} = 50500 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Acc: II sbalzo } 128 \times 2.9 = 375 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Acc: I sbalzo } 600 \times 2.9 = 1740 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Tot: carichi acc.} = 2115 \text{ daN/ml}$$

$$Q_d = 50500 \times 1.4 + 2115 \times 1.5 + 19630 + 24600 = 118200 \text{ daN/ml}$$

$$\sigma_p = 118200 / 150 \times 100 = 7.88 \text{ daN/cm}^2$$

PARETE S=50CM

$$\text{Incidenza copertura } 12500 \times 0.50 = 6250 \text{ daN/ml (valore ultimo)}$$

$$\text{P.P. II tesa } 3650 \times 0.50 \times 3.42 = 6250 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Incidenza piastra I piano } 15650 \times 0.50 = 7825 \text{ daN/ml (valore ultimo)}$$

$$\text{P.P. I tesa } 2500 \times 0.5 \times (2.40 + 0.30) = 2970 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Tot: carichi perm.} = 11750 \text{ daN/ml}$$

$$Q_d = 11750 \times 1.4 + 6250 + 7825 = 30525 \text{ daN/ml}$$

$$\sigma_p = 30525 / 50 \times 100 = 6.10 \text{ daN/cm}^2$$

PARETE S=130CM

Incidenza copertura $12500 \cdot 1.30 =$ 16250 daN/ml (valore ultimo)

P.P. II tesa $3650 \cdot 1.30 \cdot 3.42 =$ 16250 daN/ml

Tot: carichi perm. 13750 daN/ml

$Q_d = 16250 \cdot 1.4 + 13750 = 36500$ daN/ml

PARETE B- S=85CM

Incidenza copertura $12500 \cdot 0.85 =$ 10600 daN/ml (valore ultimo)

P.P. II tesa $3650 \cdot 0.85 \cdot 3.42 =$ 10750 daN/ml

Incidenza piastra I piano $15650 \cdot 0.65 =$ 10200 daN/ml (valore ultimo)

P.P. I tesa $2500 \cdot 0.86 \cdot (2.40 + 0.30) =$ 11000 daN/ml

Tot: carichi perm. 21750 daN/ml

$Q_d = 21750 \cdot 1.4 + 10600 + 10200 = 51300$ daN/ml

$\sigma_p = 51300 / 85 \cdot 100 = 6.05$ daN/cm²

PARETE D- S=90CM

Incidenza copertura $12500 \cdot 0.90 =$ 11250 daN/ml (valore ultimo)

P.P. II tesa $3650 \cdot 0.90 \cdot 3.42 =$ 11250 daN/ml

Carico complessivo sulla prima tesa:

$N_{dII} = (11250 \cdot 1.4 + 8750) \cdot 6.00 = 147000$ daN

Scarico per metro lineare sulla prima tesa:

$N_{dII} = 147000 / 3.95 = 37200$ daN/m

P.P. I tesa $2500 \cdot 0.90 \cdot (2.40 + 0.30) =$ 9900 daN/ml

$Q_d = 9900 \cdot 1.4 + 37200 = 51100$ daN/ml

$\sigma_p = 51100 / 90 \cdot 100 = 5.68$ daN/cm²

PARETE C- S=90CM

Incidenza copertura $12500 \cdot 0.90 =$ 11250 daN/ml (valore ultimo)

P.P. II tesa $3650 \cdot 0.90 \cdot 3.42 =$ 11250 daN/ml

Incidenza piastra I piano $15650 \cdot 0.90 =$ 14100 daN/ml (valore ultimo)

P.P. I tesa $2500 \cdot 0.90 \cdot (2.40 + 2.00) =$ 9900 daN/ml

Tot: carichi perm. 21150 daN/ml

$Q_d = 21150 \cdot 1.4 + 11250 + 14100 = 54960$ daN/ml

$\sigma_p = 54960 / 90 \cdot 100 = 6.10$ daN/cm²

A causa delle basse tensioni le pareti possono essere considerate di calcestruzzo non armato. Si prevede pertanto un'armatura di pelle atta a limitare la fessurazione durante la presa del calcestruzzo.

La parete C, in corrispondenza della sola prima tesa, sarà armata con $1\phi 14 + 1\phi 16$ vert. @ 20" e $1+1\phi 12$ trasv. @ 20"

Dove non specificato diversamente, si prevede l'adozione di un'armatura pari a: $1\phi 14$ vert. @ 20" e $1+1\phi 12$ trasv. @ 20". Si prevedono inoltre elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele nella misura di $6\phi 8$ @ mq.

Le pareti sono prevalentemente compresse pertanto non sono prevedibili fessure di trazione ma solo quelle dovute al ritiro del cls durante la presa.

La minima quantità di ferro che si oppone a questo effetto deve possedere una capacità di trazione pari o superiore a quella posseduta dal cls immediatamente prima che si verifichi la fessurazione. Come area efficace del cls ai fini della fessurazione si considera una sezione di profondità $c+3\phi=3+7*1.54=3+11.2=14.2$:

$$A_s * f_{yd} \geq A_{ef} * f_{ctk}$$

$$1.54*5*3740=28790 \text{ daN} \geq 14.2*100*18.19=25830 \text{ daN}$$

L'armatura prevista, pertanto, è sufficiente a limitare la fessurazione per ritiro del cls.

7. VERIFICA SISMICA DELLE PARETI

La verifica viene eseguita adottando il metodo statico equivalente che consiste nel simulare l'azione del sisma attraverso delle forze concentrate orizzontali applicate nel baricentro delle masse il cui modulo è proporzionale alle masse stesse.

Le azioni sismiche orizzontali e valgono dunque:

$$F_{hi} = C \times R \times \varepsilon \times \beta \times \gamma_i \times W_i$$

$$F_{hi} = 0.04 \times 1.0 \times 1.2 \times 1.00 \times \gamma_i \times W_i = 0.048 \times \gamma_i \times W_i$$

$$W_i = G_i + sQ_i$$

$$s = 0.50$$

$$\gamma_i = h_i \left(\sum_{j=1}^N W_j \right) / \left(\sum_{j=1}^N W_j h_j \right)$$

L'edificio si sviluppa su due impalcati le cui masse valgono:

$$W_2 = 372 + 0.5 \times 15.3 = 380 \text{ t}$$

$$h_2 = 2.00 + 2.40 + 0.70 + 3.42 + 0.40 = 8.92 \text{ m}$$

$$W_1 = 328 + 0.5 \times 72.0 = 364 \text{ t}$$

$$h_1 = 2.00 + 2.40 + 0.35 = 4.75 \text{ m}$$

Inoltre le masse delle pareti non sono trascurabili e considerandole concentrate nei baricentri delle due tesse si ha:

$$W_{I \text{ tesa}} = 400 \text{ t}$$

$$h_{I \text{ tesa}} = 4.20 \text{ m}$$

$$W_{II \text{ tesa}} = 557 \text{ t}$$

$$h_{II \text{ tesa}} = 2.00 + 2.40 + 0.70 + 3.42 / 2 = 6.80 \text{ m}$$

$$\gamma_2 = 8.92 \times (380 + 364 + 400 + 557) / (380 \times 8.92 + 364 \times 4.75 + 400 \times 4.20 + 557 \times 6.80) = 1.43$$

$$\gamma_1 = 4.75 \times (380 + 364 + 400 + 557) / (380 \times 8.92 + 364 \times 4.75 + 400 \times 4.20 + 557 \times 6.80) = 0.76$$

$$\gamma_{II \text{ tesa}} = 6.80 \times (380 + 364 + 400 + 557) / (380 \times 8.92 + 364 \times 4.75 + 400 \times 4.20 + 557 \times 6.80) = 1.09$$

$$\gamma_{I \text{ tesa}} = 4.20 \times (380 + 364 + 400 + 557) / (380 \times 8.92 + 364 \times 4.75 + 400 \times 4.20 + 557 \times 6.80) = 0.67$$

Da cui deriva che le forze orizzontali da applicare a ciascun piano valgono:

$$F_{sism2} = 0.048 \times 1.43 \times 380000 = 26100 \text{ daN}$$

$$F_{sism1} = 0.048 \times 0.76 \times 364000 = 13300 \text{ daN}$$

L'azione orizzontale dovuta alle pareti è pari a:

$$F_{II \text{ tesa}} = 0.048 \times 1.09 \times 557000 = 29150 \text{ daN}$$

$$F_{I \text{ tesa}} = 0.048 \times 0.67 \times 400000 = 12900 \text{ daN}$$

Le azioni orizzontali vengono assorbite dalle pareti in cls. A seconda della direzione della forza sismica verranno interessate le pareti B-D-E oppure A-C.

PARETI A – C

Data la distribuzione delle masse ipotizziamo che l'azione orizzontale sia assorbita dalle pareti in maniera proporzionale alle loro rigidezze.

$$W_A = \frac{EJ_A}{H_A} = \frac{1}{12} EB_A H_A^2$$

$$W_C = \frac{EJ_C}{H_C} = \frac{1}{12} EB_C H_C^2$$

Parete A:

L'aliquota di azione orizzontale è pari a:

$$\alpha_A = \frac{W_A}{W_A + W_C} = \frac{1.50 * 10.90^2}{1.50 * 10.90^2 + 0.90 * 10.90^2} = 0.62$$

La parete si comporta come un corpo rigido sottoposto ad azioni verticali (peso proprio e carichi accidentali) e forze concentrate (azioni sismiche) applicate nel baricentro delle masse.

L'azione verticale complessiva è pari a:

$$N_D = 147000 + 9900 * (3.92 + 1.50) = 200700 \text{ daN}$$

Il momento ultimo agente alla base del muro dovuto alle azioni sismiche è pari a:

$$M_D = 0.62 * (26100 * 8.92 + 13300 * 4.75 + 29150 * 6.80 + 12900 * 4.20) * 1.50 = 518400 \text{ daNm}$$

La tensione massima indotta alla base del muro vale:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BH} + \frac{6M}{BH^2} = \frac{1158000}{150 * 1090} + \frac{6 * 51840000}{150 * 1090^2} = 8.9 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione compatibile con le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo anche non armato.

Parete C:

L'aliquota di azione orizzontale è pari a:

$$\alpha_B = 1 - 0.62 = 0.38$$

La parete si comporta come un corpo rigido sottoposto ad azioni verticali (peso proprio e carichi accidentali) e forze concentrate (azioni sismiche) applicate nel baricentro delle masse.

L'azione verticale complessiva è pari a:

$$N_B = 55000 * 10.90 = 599500 \text{ daN}$$

Il momento ultimo agente alla base del muro dovuto alle azioni sismiche è pari a:

$$M_B = 0.38 * (26100 * 8.92 + 13300 * 4.75 + 29150 * 6.80 + 12900 * 4.20) * 1.50 = 313000 \text{ daNm}$$

La tensione massima indotta alla base del muro vale:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BH} + \frac{6M}{BH^2} = \frac{599500}{90 * 1090} + \frac{6 * 31300000}{90 * 1090^2} = 7.9 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione compatibile con le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo anche non armato.

PARETI B – D- E

Data la distribuzione delle masse ipotizziamo, a vantaggio di sicurezza, che l'azione orizzontale sia assorbita dalle sole pareti B ed E in maniera proporzionale alle loro rigidezze.

$$W_B = \frac{EJ_B}{H_B} = \frac{1}{12} EB_B H_B^2$$

$$W_D = \frac{EJ_D}{H_D} = \frac{1}{12} EB_D H_D^2$$

Parete D:

L'aliquota di azione orizzontale è pari a:

$$\alpha_D = \frac{W_D}{W_B + W_D} = \frac{0.90 * 5.45^2}{0.85 * 8.95^2 + 0.90 * 5.45^2} = 0.28$$

La parete si comporta come un corpo rigido sottoposto ad azioni verticali (peso proprio e carichi accidentali) e forze concentrate (azioni sismiche) applicate nel baricentro delle masse.

L'azione verticale complessiva è pari a:

$$N_D = 147000 + 9900 * (3.92 + 1.50) = 200700 \text{ daN}$$

Il momento ultimo agente alla base del muro dovuto alle azioni sismiche è pari a:

$$M_D = 0.28 * (26100 * 8.92 + 13300 * 4.75 + 29150 * 6.80 + 12900 * 4.20) * 1.50 = 230400 \text{ daNm}$$

La tensione massima indotta alla base del muro vale:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BH} + \frac{6M}{BH^2} = \frac{200700}{90 * 545} + \frac{6 * 23040000}{90 * 545^2} = 9.3 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione compatibile con le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo anche non armato.

Parete B:

L'aliquota di azione orizzontale è pari a:

$$\alpha_B = 1 - 0.28 = 0.72$$

La parete si comporta come un corpo rigido sottoposto ad azioni verticali (peso proprio e carichi accidentali) e forze concentrate (azioni sismiche) applicate nel baricentro delle masse.

L'azione verticale complessiva è pari a:

$$N_B = 51300 * 10.80 = 555000 \text{ daN}$$

Il momento ultimo agente alla base del muro dovuto alle azioni sismiche è pari a:

$$M_B = 0.78 * (26100 * 8.92 + 13300 * 4.75 + 29150 * 6.80 + 12900 * 4.20) * 1.50 = 642000 \text{ daNm}$$

La tensione massima indotta alla base del muro vale:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BH} + \frac{6M}{BH^2} = \frac{555000}{85 * 1080} + \frac{6 * 64200000}{90 * 1080^2} = 9.7 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione compatibile con le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo anche non armato.



8. SCALA ESTERNA DI ACCESSO

Nell'intervento è prevista una scala esterna di accesso al piano a quota +290. La scala sarà realizzata in c.a. ed è costituita da un setto centrale delle dimensioni 30x300 su cui sono vincolati i gradini a sbalzo sempre in c.a. Sul prospetto principale la scala viene celata da una parete in c.a. dello spessore di 20cm. I pianerottoli saranno a secondo delle situazioni a sbalzo dal setto in c.a. oppure vincolati al setto e alla parete in c.a..

Pianerottolo a sbalzo s=130cm

p.p. 0.17×2500 425 daN/m^2
 carichi perm. 150 daN/m^2
 carichi accidentali 400 daN/m^2
 Incidenza eventuale parete 300 daN
 $Q_d = (425 + 150) \times 1.4 + 400 \times 1.5 = 1405 \text{ daN/m}^2$
 $F_d = 300 \times 1.4 = 420 \text{ daN}$

$M = 1405 \times 1.3^2 / 2 + 420 \times 1.25 = 1712 \text{ daNm}$ $A_{smin} = 4.4 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Si dispone $1\phi 12 @ 20''$ ($A_s = 5.7 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Gradino a sbalzo

p.p. $0.3 \times 0.17 \times 2500 = 130 \text{ daN/m}$
 acc. $0.3 \times 1.00 \times 400 = 120 \text{ daN/m}$

$Q_d = (130) \times 1.4 + 120 \times 1.5 = 370 \text{ daN/m}^2$

$M = 370 \times 1.3^2 / 2 = 307 \text{ daNm}$ $A_{smin} = 0.8 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si dispone $1\phi 12$ ($A_s = 5.7 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Per la parete e il setto si dispone l'armatura minima regolamentare.

La fondazione è costituita da una piastra in c.a., $390 \times 650 \text{ cm}$, dello spessore di 40 cm armata con una rete $\phi 14 @ 20''$ superiore e inferiormente con una rete $\phi 12 @ 20''$.

La soletta di copertura, dello spessore di 17 cm poggia sui due pilastri $30 \times 30 \text{ cm}$ e sulla parete di c.a. di 20 cm. Oltre al peso proprio deve sorreggere l'eventuale carico neve. Si prevede un'armatura distribuita di $1 \phi 12 @ 15''$ superiore e inferiore. Inoltre si prevedono dei monconi inclinati a 45° lungo la linea congiungente i pilastri al setto in c.a. e sulla stessa linea si prevedono $4 \phi 16$ filanti superiori e inferiori. Il setto è armato con $1f12/20''$ verticali e $1f8/20''$ orizzontale.

I pilastri hanno dimensioni 30×30 e sono armati con $8 \phi 14$ e staffe $\phi 8 @ 15''$.

La fondazione è realizzata da una platea $540 \times 390 \times 30 \text{ cm}$ armata con $1f12/20''$ superiore, $1f14/20''$ inferiore e monconi $f10/20''$ in corrispondenza del setto trasversalmente si prevede un'armatura $f8/20''$.

PER QUANTO NON INDICATO NELLA PRESENTE RELAZIONE DI CALCOLO SI
FACCIA RIFERIMENTO ALLE TAVOLE ALLEGATE.