



comune
Carsoli



regione
Abruzzo

provincia
L'Aquila



PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTO PER L'ADEGUAMENTO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO SEDE DEL MUNICIPIO DI CARSOLI (AQ)

localizzazione

CARSOLI,
P.zza della Libertà, n°1
Fg. 69 - Part.IIIa 16

data

Ottobre 2015

tavola

R3B_STR

scale

-

descrizione

elaborato

Relazione sulle Fondazioni

committente

COMUNE DI CARSOLI
P.zza della Libertà n°1
67061 - CARSOLI (AQ)

Revisione elaborato:

data



Studio Tecnico Associato Progetto Integrato, Via Silvio Spaventa n°10, SULMONA (AQ)
tel.0864-51619 - fax. 0864-950372 - email: studiotecnico@progettointegrato.it - www.progettointegrato.it

Ing. Massimo Gerosolimo Porziella

COMUNE DI CARSOLI

PROVINCIA DI L'AQUILA

**ADEGUAMENTO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO SEDE DEL
MUNICIPIO DI CARSOLI (AQ)**

-Progetto Esecutivo-

Relazione sulle fondazioni

INDICE

1	PREMESSA	2
1.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE FONDAZIONI	2
1.2	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	4
1.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008	4
2	METODI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI	6
3	VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE	8
3.1	INTERVENTO DI PROGETTO	8
3.2	VERIFICHE STRUTTURALI	8

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-1: Stralcio del progetto dell'Edificio Comunale - Pianta fondazioni e sezione plinto e trave di fondazione.	2
Figura 1-2: Progetto originale del piano seminterrato dell'Edificio Comunale con evidenziato in rosso la posizione del muro di controvento aggiunto.	3
Figura 1-3: Ubicazione e risultato del rilievo delle strutture di fondazione in corrispondenza del muro di controvento aggiunto.	3
Figura 1-4: Stratigrafia del sottosuolo	4
Figura 3-1: intervento di ringrosso fondazione mediante cordoli in c.a.	8
Figura 3-2: Massimo momento negativo agente sulla parete in muratura (Combinazione Sismica 41)	9
Figura 3-3: Massimo momento positivo agente sulla parete in muratura (Combinazione Sismica 46)	9
Figura 3-4: Verifica a flessione cordoli in c.a.	10
Figura 3-5: N max agente sulla parete in muratura (Combinazione Sismica 41)	10

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2-1: Coefficienti parziali per le azioni.	6
Tabella 2-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici.	6
Tabella 2-3: Coefficienti parziali per le resistenze.	6

1 PREMESSA

La presente relazione è relativa al dimensionamento e alla verifica di resistenza del cordolo di ringrosso previsto in fondazione per uno dei setti dell'impalcato seminterrato dell'edificio della Sede Municipale del comune di Carsoli. Tale relazione è stata redatta sulla base dei risultati della modellazione della struttura riportati nella Relazione di Calcolo e del calcolo della portanza delle fondazioni riportata nella Relazione Geotecnica.

1.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE FONDAZIONI

Come risultante dalla documentazione progettuale originaria reperita, le fondazioni del fabbricato in oggetto sono costituite da plinti a sezione trapezoidale di altezza 50 cm posizionati in corrispondenza di ogni pilastro in c.a. di elevazione e ricollegati da una maglia di travi di sezione rettangolare cm 60x50 su cui insistono le murature dell'edificio. Plinti e travi di fondazione sono stati gettati su uno strato di calcestruzzo magro di altezza 12 cm. Le indagini eseguite hanno confermato che le fondazioni sono state realizzate conformemente alla geometria riportata negli elaborati progettuali reperiti.

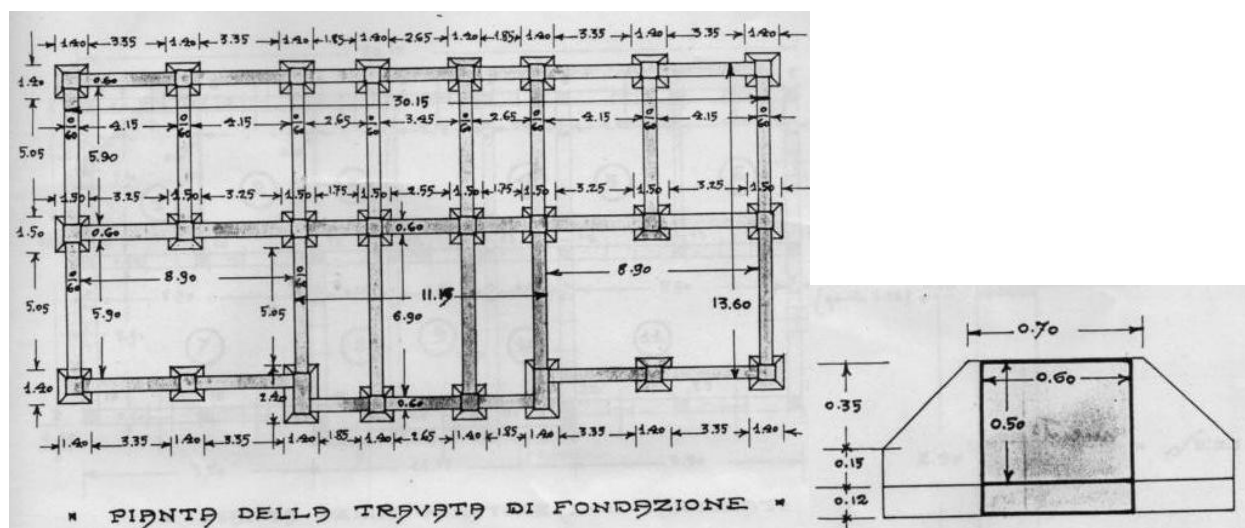


Figura 1-1: Stralcio del progetto dell'Edificio Comunale - Pianta fondazioni e sezione plinto e trave di fondazione.

Il rilievo geometrico e strutturale eseguito in sede di valutazione della vulnerabilità sismica e di redazione del progetto definitivo, ha confermato in linea generale la tipologia strutturale e geometrica delle fondazioni, evidenziando tuttavia la presenza di un muro di controvento del piano seminterrato non riportato nel progetto originario del fabbricato.

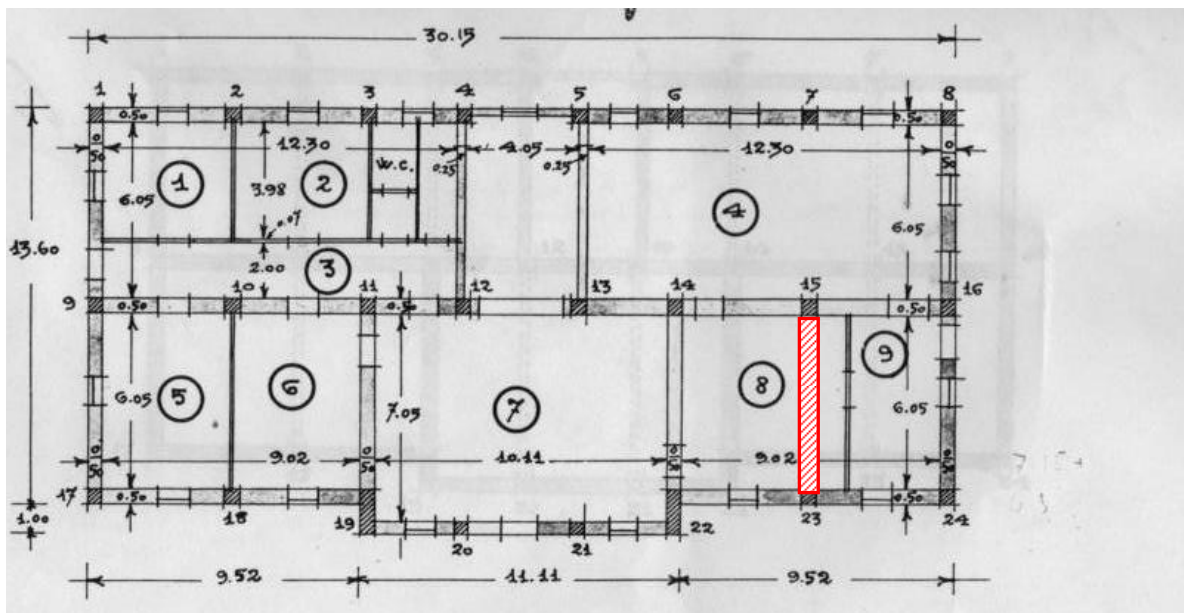


Figura 1-2: Progetto originale del piano seminterrato dell'Edificio Comunale con evidenziato in rosso la posizione del muro di controvento aggiunto.

Successive indagini, mostrate in Figura 1-3, hanno riscontrato che tale muro non fonda su una trave di collegamento in c.a. ma su una fondazione in pietrame a sacco di scadente qualità.

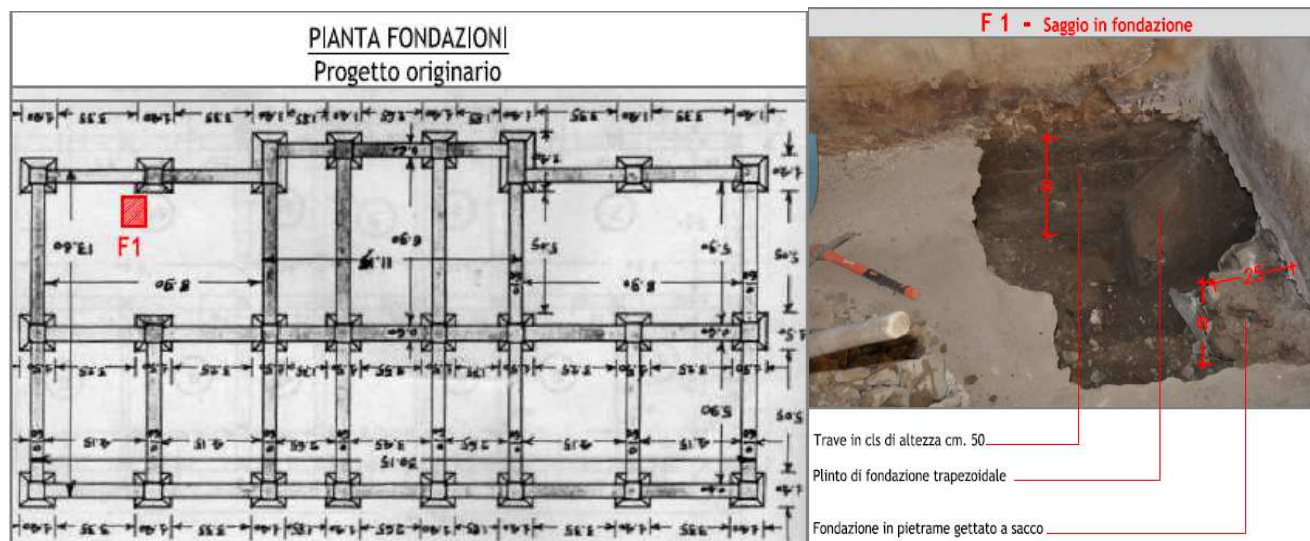


Figura 1-3: Ubicazione e risultato del rilievo delle strutture di fondazione in corrispondenza del muro di controvento aggiunto.

Considerando che le verifiche geotecniche, riportate nella relazione geotecnica, sono tutte ampiamente soddisfatte e che il fabbricato non presenta un quadro fessurativo che possa far presumere la presenza di cedimenti differenziali od altre problematiche legate all'interazione terreno-struttura, non si è ritenuto necessario procedere con interventi strutturali di consolidamento delle fondazioni esistenti. Vi è tuttavia la necessità di operare un consolidamento delle strutture fondali in pietrame di uno dei setti murati del piano seminterrato.

1.2 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Le indagini geognostiche riportate nella Relazione Geologica e Geotecnica relativa ad "Indagini geologiche per la verifica sismica degli edifici del Plesso Scolastico", redatta dal Dott. Geol. Alessandro Lorè in data 06/07/2009, hanno permesso di identificare tre unità geotecniche:

Coperture antropiche: costituite da materiali di varia natura (essenzialmente asfalto e materiali aridi) a luoghi associati a residui lacerti dell'originaria coltre pedogenetica per uno spessore compreso tra 1,0 ed 1,6 m dal p.c.;

Depositi alluvionali: costituiti da prevalenti ghiaie in matrice limoso-argillosa, a luoghi sabbiosa, di colore avana, con lenti di vario spessore di sabbie limose con clasti. Le caratteristiche meccaniche appaiono discrete. Gli spessori rilevati sono compresi tra 3,5 e 5,5 m, con letto a profondità comprese tra 3,8 e 6,5 m dal p.c.

Unità arenaceo-pelitica: che rappresenta il substrato geologico e geotecnico dell'area in esame ed è costituita da alternanze di arenarie e marne in strati di spessore medio, a giacitura fortemente inclinata rispetto l'orizzontale. Le sue caratteristiche meccaniche sono buone anche se gli orizzonti superficiali, per uno spessore di qualche metro, appaiono alquanto alterati.

In considerazione della geometria delle strutture fondali e dell'altezza del piano seminterrato, si è ipotizzato che le fondazioni dell'edificio si attestino sull'orizzonte di terreno costituito dai depositi alluvionali.

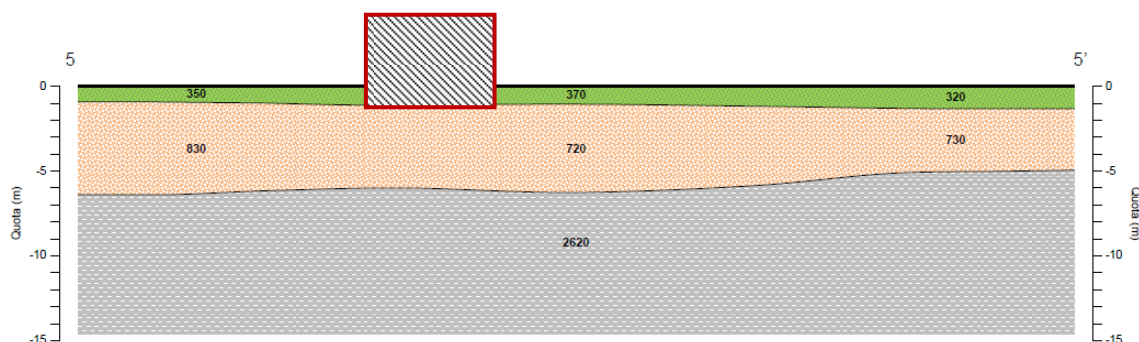


Figura 1-4: Stratigrafia del sottosuolo

I valori dei parametri geotecnici del terreno ove si attestano le fondazioni dell'edificio sono quindi:

- Peso di volume: $g = 18-19 \text{ KN/m}^3$
- Densità relativa: $Dr=61\%$
- Angolo di attrito interno: $\phi' = 34^\circ$
- Coesione: $c' = 0-5 \text{ kPa}$
- Modulo di Young: $E = 38 \text{ MPa}$
- Velocità onde P: $V_p = 937 \text{ m/s}$
- Velocità onde S: $V_s = 473 \text{ m/s}$
- La permeabilità è da considerarsi discreta.

1.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008

È stata eseguita un'indagine sismica con metodologia down-hole che ha permesso di misurare un valore medio della $V_{s,30}$, pari a 541 m/sec

Tale valore permette di individuare la seguente categoria del suolo di fondazione ai sensi del DM 14/01/2008 (tabella 3.2.II): **Categoria B**: “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)”.

Per quanto concerne le condizioni topografiche, l'area di progetto rientra nella **categoria T1**, definita dal D.M. 14/01/2008 come “Superfici pianeggianti, Pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”.

2 METODI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Gli SLU relativi alle fondazioni superficiali riguardano lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno nonché dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali e per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Le azioni saranno amplificate, a seconda delle combinazioni degli approcci seguiti, dei coefficienti di seguito riportati:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 2-1: Coefficienti parziali per le azioni.

I valori di progetto delle caratteristiche geotecniche del terreno verranno determinati, a seconda delle combinazioni e degli approcci seguiti, con i coefficienti di seguito riportati:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 2-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici.

I coefficienti di sicurezza da garantire per il soddisfacimento delle verifiche a carico limite ed a scorrimento, a seconda delle combinazioni e degli approcci seguiti, sono i seguenti:

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 2-3: Coefficienti parziali per le resistenze.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche strutturali verranno quindi effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo strutturale (STR)
 - o raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche possono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tabella 2-1, Tabella 2-2 e Tabella 2-3, seguendo uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$
- Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$

Approccio 2:

- Combinazione: $(A1+M1+R3)$.

Le **verifiche strutturali** agli SLU sono state eseguite secondo le indicazioni del §6.4.2.1 del D.M. 14/01/2008 scegliendo di applicare l'**Approccio "2"**, considerando un coefficiente γ_R unitario.

3 VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

3.1 INTERVENTO DI PROGETTO

Per il consolidamento delle strutture fondali in pietrame a sacco di uno dei muri di controvento del piano seminterrato è stato previsto al ringrosso della fondazione mediante realizzazione di una coppia di cordoli in c.a. di sezione 40x40 cm opportunamente ammorsati alla muratura mediante tubolari passanti posti ad interasse di circa 50 cm, secondo lo schema di progetto mostrato in Figura 3-1. Per la realizzazione dei cordoli si è previsto l'utilizzo di un conglomerato cementizio di classe C25/30 e di barre di armatura ad aderenza migliorata B450C.

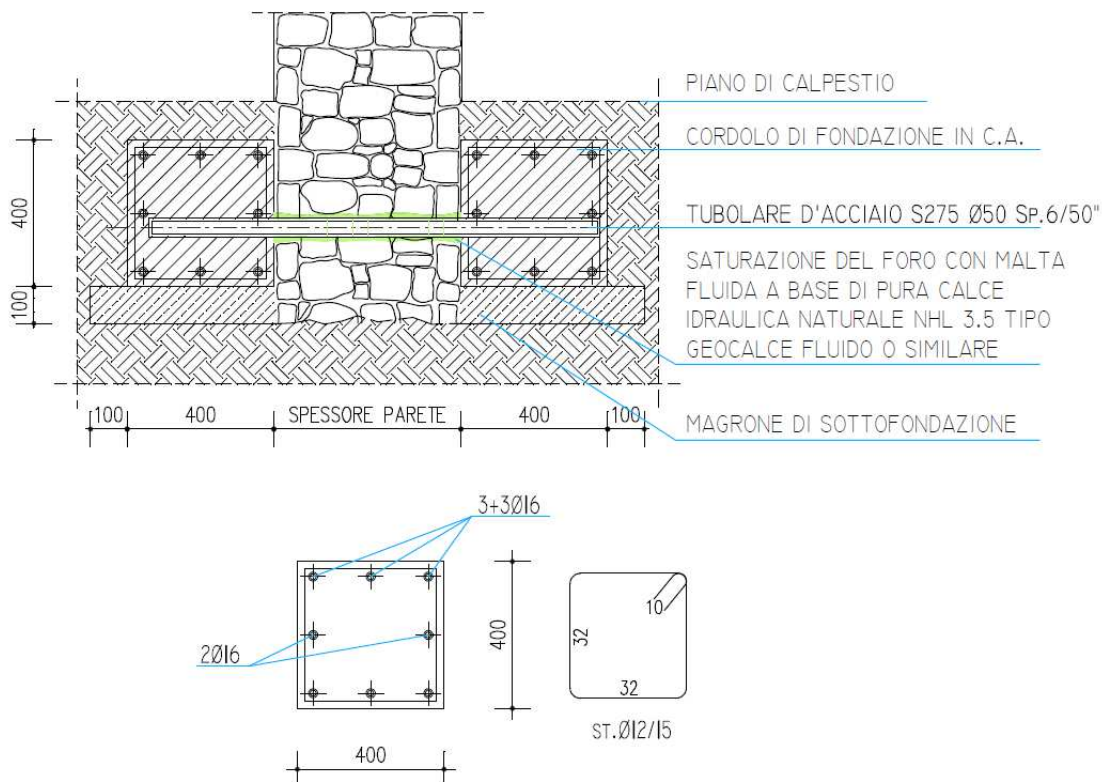


Figura 3-1: intervento di ringrosso fondazione mediante cordoli in c.a.

3.2 VERIFICHE STRUTTURALI

La verifica strutturale della coppia di cordoli di fondazione in c.a. si esplica applicando le sollecitazioni (momento flettente e relativo sforzo normale), desunte dal modello di calcolo, alla sezione del cordolo di fondazione. Le sollecitazioni vengono definite come azioni alla base della parete in muratura modellato con PRO-SAP mediante elementi shell. Il software consente la definizione di setti murari costituiti da elementi finiti definiti dall'utente fornendo in output il valore finale delle sollecitazioni integrate sul setto precedentemente definito.

La verifica a flessione della trave viene condotta con riferimento al momento massimo sollecitante la sovrastante parete in muratura, di cui si riportano in Figura 3-2 e Figura 3-3 i valori relativi alle combinazioni di carico maggiormente sollecitanti.

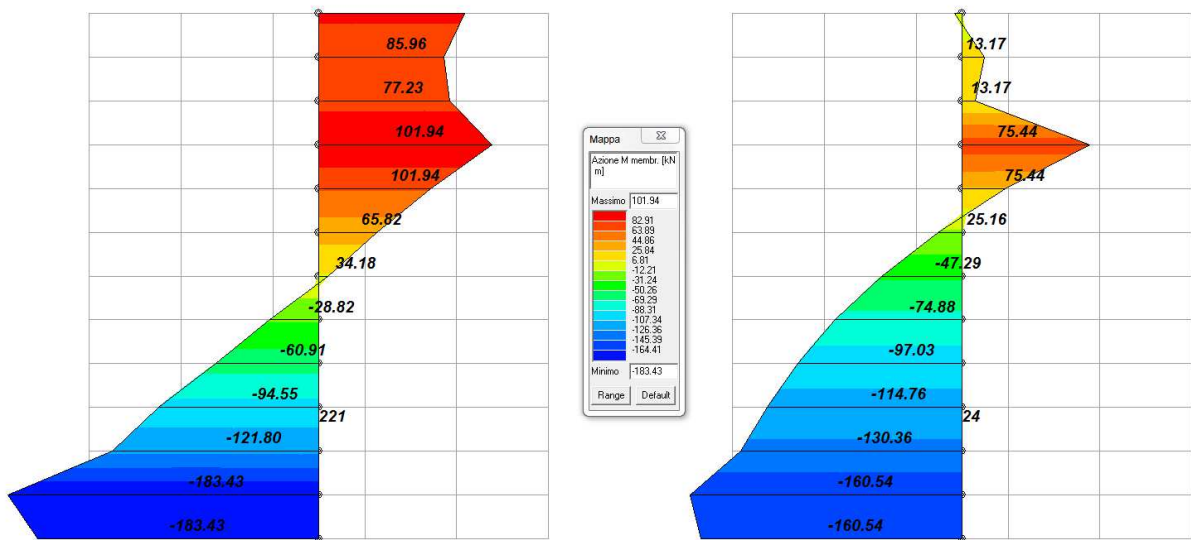


Figura 3-2: Massimo momento negativo agente sulla parete in muratura (Combinazione Sismica 41)

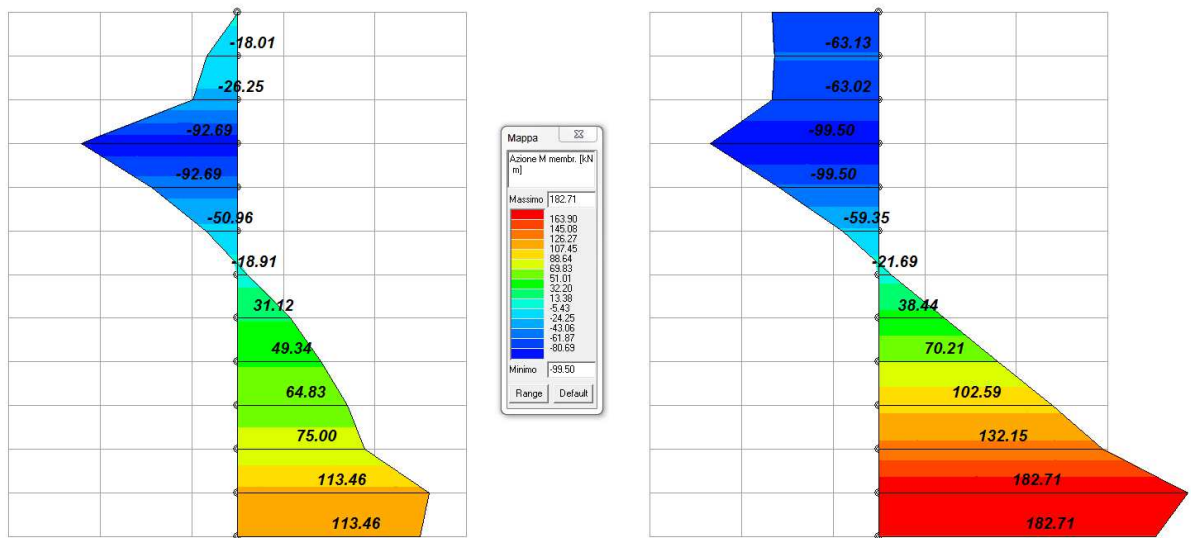


Figura 3-3: Massimo momento positivo agente sulla parete in muratura (Combinazione Sismica 46)

In Figura 3-4 si riporta la verifica a SLU della sezione equivalente ai due cordoli di ringrosso della fondazione armati con 3+3 ϕ 16 a flessione e staffe ϕ 12/15.

M_{max} (Combinazione 41) = -183.43 kNm

Poiché ciascuna porzione di parete ha lunghezza L_{setto} = 2.7 m, il momento massimo per metro lineare agente sulla coppia di cordoli in c.a. di nuova realizzazione sarà pari a $M_{S \text{ cordolo}}$ = -67.97 kNm/ml.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Cordoli

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.06	4
2	4.52	20
3	12.06	36

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso ☐

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
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{cl}	1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Figura 3-4: Verifica a flessione cordoli in c.a.

Le verifiche a taglio sulla coppia di cordoli di fondazione vengono condotte con riferimento all'azione assiale massima sollecitante la sovrastante parete in muratura, di cui si riportano in Figura 3-5 i valori relativi alle combinazioni di carico maggiormente sollecitanti.

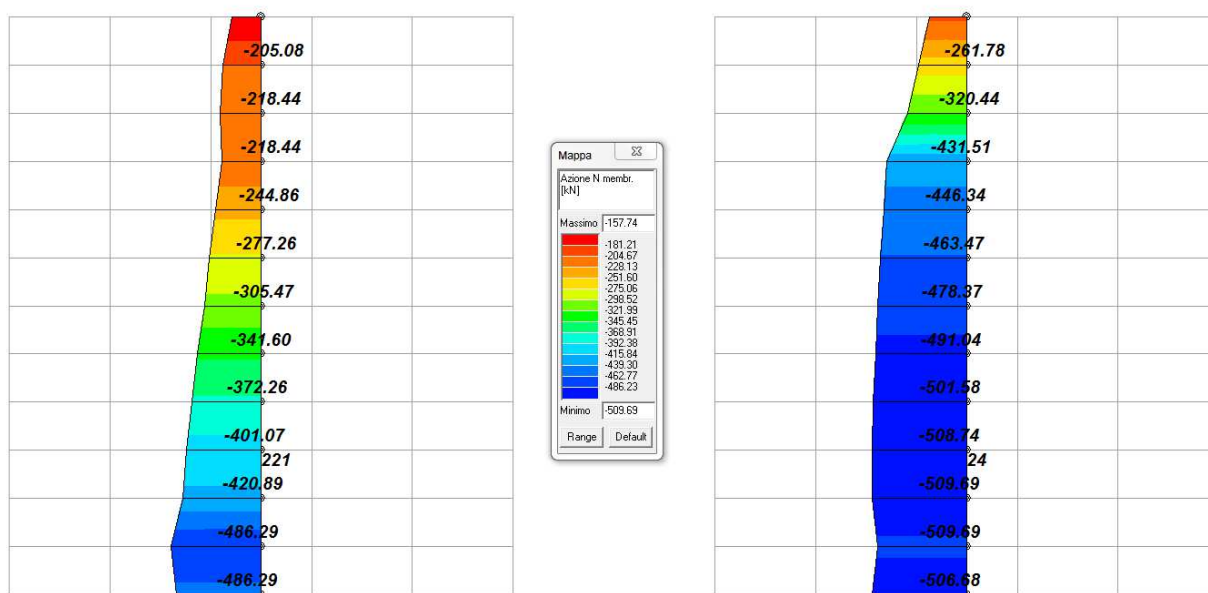


Figura 3-5: N max agente sulla parete in muratura (Combinazione Sismica 41)

N_{max} (Combinazione 41) = -508.68 kN
 L_{setto} = 2.7 m N_{s cordolo} = 187.7 kN/ml

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	800 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	400 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	40 mm	fck	25 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	14 Mpa
		Yc	1.5
		ACCIAIO	
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa=	16 mm	fyk	450 Mpa
N° barre tese =	6	fyd	391 Mpa
Diametro armatura compressa =	16 mm	Ys	1.15
N° barre compresse =	6		
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	12 mm	N _{Ed} =	0.00 kN
Passo armatura a Taglio=	150 mm	V=	506.70 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ _{Rd} =	1.00
Inclinazione staffe : α=	90 °	V _{Ed} = V · γ _{Rd} =	187.70 kN
Inclinazione puntone : θ=	45 °		
VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)			
Resistenza sezioni non armate a taglio		V _{Rd}	131.95 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		OCCORRE ARMATURA A TAGLIO	
Resistenza sezioni armate a taglio			
Resistenza per rottura armatura a taglio		V _{Rsd}	191.18 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
Resistenza per sezioni armate a taglio		V _{Rcd}	918.00 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		SEZIONE VERIFICATA	
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		191.18 kN	

Le verifiche strutturali del cordolo di fondazione risultano quindi tutte soddisfatte.

IL PROGETTISTA