

LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO

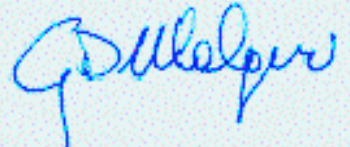
VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Società designata: GA&M</p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p>SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p>ARKE' INGEGNERIA s.r.l.</p> <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Fabrizio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

HR08

H - PROGETTO STRUTTURALE - OPERE PRINCIPALI

HR - CV19 - CAVALCAVIA SVINCOLO n°10

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	HR08-P03CV19STRRE07_A.PDF		
LO203	E	2301	CODICE ELAB. P03CV19STRRE07	A	-
C					
B					
A	EMISSIONE		Ottobre 2023	ING. STEFANIA RUGGIERI	ING. GAETANO RANIERI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

Sommario

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3. MATERIALI	6
3.1 CALCESTRUZZO	6
3.2 ACCIAIO	9
4. PARAMETRI GEOTECNICI	10
4.1 SCAVI E RIEMPIMENTI	12
5. AZIONE SISMICA	13
6. DATI GENERALI MURO	18
6.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA)	18
6.2 MATERIALI E STRATIGRAFIA (ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA)	19
6.3 CARICHI APPLICATI (ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA)	20
6.4 CRITERI DI VERIFICA E COMBINAZIONI DI CARICO	22
6.5 ANALISI DEI CARICHI	24
6.5.1 Parametri per azione sismica (estratto tabulato programma)	24
6.5.2 Calcolo spinte	25
6.5.3 Urto veicolo in svio	26
7. VERIFICHE ELEVAZIONE	27
7.1 SOLLECITAZIONI-SPICCATO SP.120CM	27
7.2 SOLLECITAZIONI-SEZIONE SP.60CM	27
7.3 VERIFICA ARMATURA – SPICCATO SP.120 CM	28
7.4 VERIFICA ARMATURA – SEZIONE SP. 60 CM	32
8. FONDAZIONE	37
8.1 SOLLECITAZIONI SLU	37
8.1.1 Sollecitazioni alla testa dei pali Comb.SLU/SIS	37
8.1.2 Sollecitazioni alla testa dei pali Comb.ECC	40
8.2 SOLLECITAZIONI SLE	41
8.2.1 Sollecitazioni alla testa dei pali Comb.SLErara	41
8.2.2 Sollecitazioni alla testa dei pali Comb.SLEfreq	42
8.2.3 Sollecitazioni alla testa dei pali Comb.SLEqp	44
8.3 VERIFICA ARMATURA DI FONDAZIONE	45
8.4 PUNZONAMENTO	51
9. PALI	52
10. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E LE VERIFICHE SVOLTE	53
10.1 ALLEGATO 1 VALIDAZIONE RC-SEC	54

10.2	ALLEGATO 2 VALIDAZIONE PRO_MST	77
11.	SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P	95

1. PREMESSA

Si considera un'opera di scavalcamento da realizzarsi nell'ambito dei lavori per il collegamento tra la S.S.11 a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano, tratto Albairate – Ozzero. Il cavalcavia copre una luce di calcolo uguale a 23.0m e si trova in corrispondenza della rampa GH dello svincolo n°10.

A sostegno del rilevato è prevista la realizzazione di muri di sostegno di altezza media pari a circa 8.0m, su fondazioni su pali.

Si consultino per maggior chiarezza gli elaborati grafici di progetto: planimetria e profilo longitudinale dell'opera.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche delle strutture da ponte stradale soggetto alle azioni da traffico come previsto dall' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018". Dal punto di vista sismico l'opera ricade nel comune di Albairate (MI).

Nella presente relazione si riportano il modello di calcolo, l'analisi dei carichi e le verifiche del paramento e della zattera di fondazione dei muri di sostegno. Per la verifica dei pali si rimanda alla relazione P03CV19STRRE08.

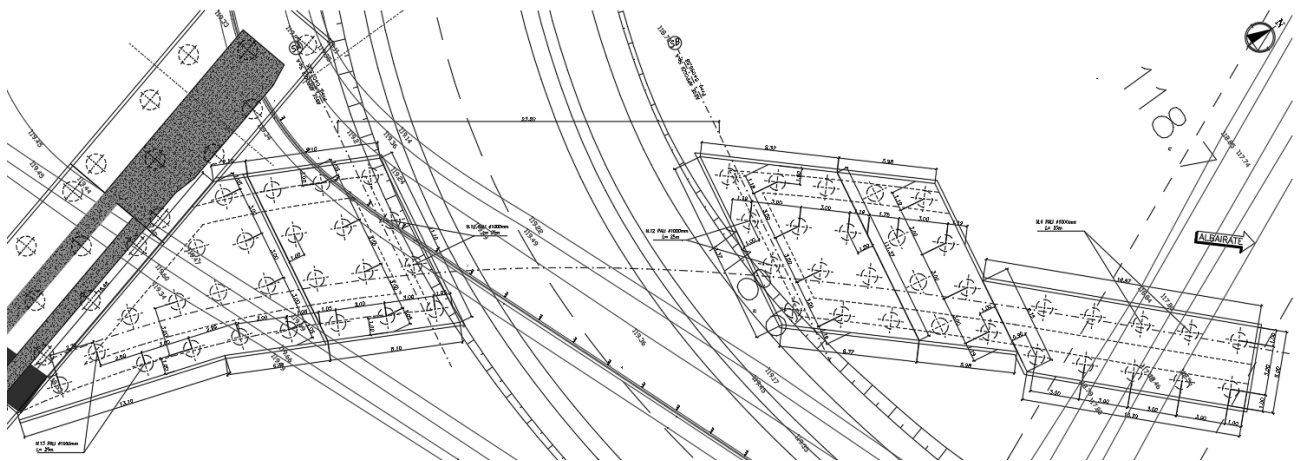


Figura 1: Pianta fondazioni

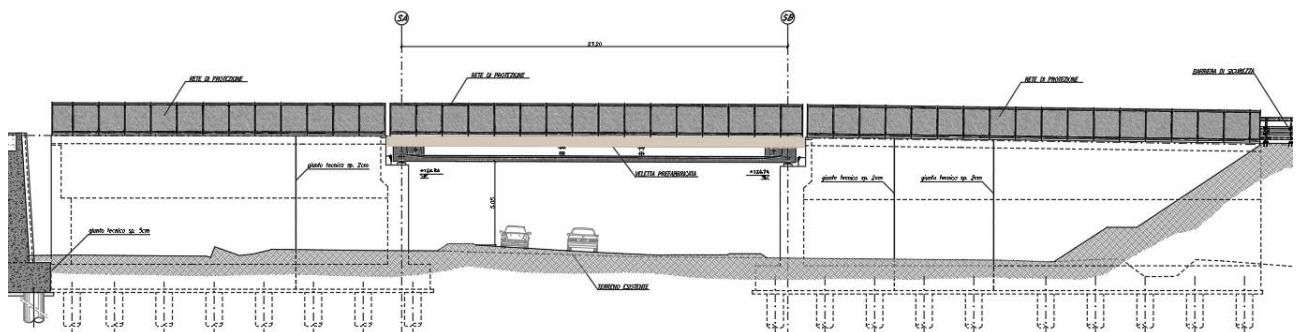


Figura 3: Prospetto longitudinale

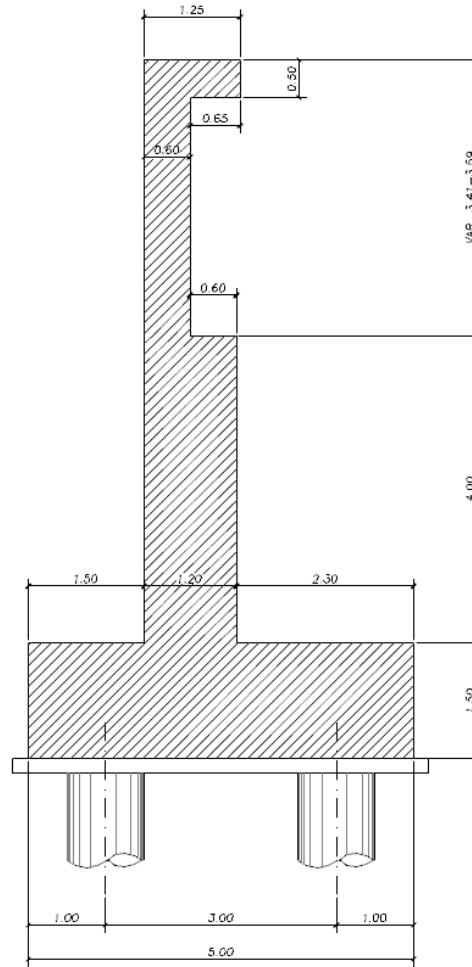


Figura 3: Sezione trasversale muro di sostegno

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state eseguite secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- Legge 5/11/1971 n° 1086: “Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- UNI EN 206:2016: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI ENV 197 Parte 1a: “Cemento. Composizione, specificazioni e criteri di conformità”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.
- UNI EN 197-1 giugno 2011: “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”.
- UNI EN 11104:2016: “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1”.

Ulteriori riferimenti normativi

- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

3. MATERIALI

Il progetto sarà realizzato utilizzando i seguenti materiali:

3.1 CALCESTRUZZO

Magroni:

Classe di resistenza:	C12/15		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	15	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	12.45	N/mm ²
Classe di esposizione		X0	
Classe di consistenza slump:		S3	
Contenuto minimo di cemento:		150	daN/m ³
Rapporto A/C		≤ 0.60	

Pali di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,9	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32,9	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2,56	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3,07	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1,79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3,33	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_c =$	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14,1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1,19	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLE:	$\gamma_c =$	1,0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24,9	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1,79	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14,94	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11,21	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		300	daN/m ³
Massima dimensione aggregato		32	mm
Copriferro		60	mm
Rapporto A/C		0,6	

Elevazioni spalle, muri, paraghiaia

Classe di resistenza:	C32/40		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm^2
Classe di esposizione		XC4+XD1	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		360	daN/m^3
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro		40	mm
Rapporto A/C		0.45	

Plinti di fondazione spalle e muri

Classe di resistenza:	C28/35		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	35	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	29,05	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	37,05	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2,83	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3,40	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	32588	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1,98	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3,69	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	16,5	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1,32	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1,0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	29,1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1,98	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	17,43	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	13,07	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		320	daN/m ³
Massima dimensione aggregato		32	mm
Copriferro		40	mm
Rapporto A/C		0,55	

3.2 ACCIAIO

Acciaio per cemento armato:

Acciaio per cemento armato

Acciaio per cemento armato tipo B450C secondo D.M. 17.01.2018, avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo SLU:	$f_{sd} =$	391.30	N/mm ²
Tensione di calcolo SLE:	$\sigma_{y,ad} =$	360	N/mm ²

Deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{v, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15	10.0
$(f_v/f_{v, nom})_k$	< 1.35	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7.5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$ mm	4 ϕ	
12 ≤ ϕ ≤ 16 mm	5 ϕ	
per 16 < ϕ ≤ 25 mm	8 ϕ	
per 25 < ϕ ≤ 40 mm	10 ϕ	

Acciaio per armatura da precompressione:

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} > 1860$ N/mm ²
Tensione caratteristica all'1%	$f_{p(1)k} > 1670$ N/mm ²
Tensione di tesatura trefoli	$ss_{pi} = 1425$ N/mm ²

4. PARAMETRI GEOTECNICI

Sotto il profilo geotecnico non si osservano grandi differenze di comportamento fra gli strati sabbioso-ghiaiosi e quelli ghiaioso-sabbiosi, per cui si ritiene di poter raggruppare i terreni indagati in due sole unità geotecniche principali più una aggiuntiva occasionale:

UNITA' Ug1 – terreni a grana grossa (ghiaia e sabbia, sabbie ghiaiose, ecc.) (G3)

UNITA' Ug2 – terreni a grana medio-fine (limo sabbioso / sabbia limosa) (S1+S2)

UNITA' Ug3 – terreni a grana fine (limi argillosi) (L5)

Per quanto riguarda i parametri geotecnici generali, essi sono riportati nella tabella seguente:

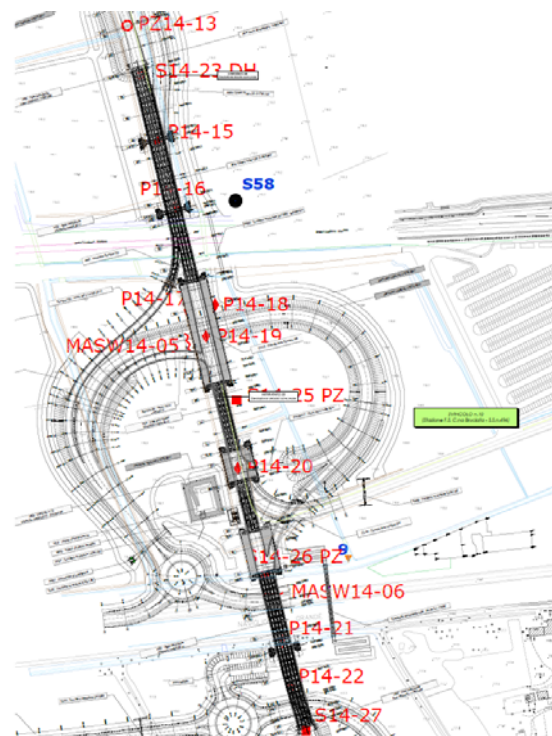
	DR	γ_t	Φ'	c'	LL	Cu	E
	(%)	(kN/m ³)		(kPa)	(%)	(kPa)	(MPa)
Unità Ug1	40-70	18.5-19.5	28°-38°	0	---	0	20-40
Unità Ug2	---	18-20	26°-35°	0	26-36	0	20-40
Unità Ug3		18-19	20°-30°	0	26-34	15-30	21-32

Rispetto alle due unità geotecniche principali (Ug1 e Ug2) è stata inserita anche l'Unità Ug3 (=L5), presente solo in alcune zone della tratta C, per un'estensione planimetrica ridotta e con spessori generalmente ridotti, intorno ad 1-2 m.

Per l'opera in esame, la stratigrafia di progetto è stata desunta dal sondaggio S14-25PZ. Alla stratigrafia compresa tra il piano campagna e la profondità pari a 13 m è stata associata l'unità litostrafica Ug1(G3) corrispondente a terreni a grana grossa, mentre da 13 m in poi è stata assunta l'unità litostrafica Ug2(S1), corrispondente a terreni a grana medio-fine.

Nello stralcio planimetrico di seguito allegato si riportano, inoltre, tutte le indagini geognostiche effettuate nell'intorno dell'opera da cui è possibile ricavare indicazioni utili alla progettazione delle fondazioni.

MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBOLOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA
			tipo	num	PROF	
1	26					Terreno Vegetale
2	1.80					Riperto di ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa con frammenti di laterizzi
3						
4	4.00		RI	1	4.5-5.00	Sabbia media con ghiaia e ciottoli marrone
5	5.00					Sabbia fine limosa con rara ghiaia marrone rossastra
6						
7						Sabbia con ghiaia marrone rossastra
8	7.50					
9			RI	2	9-9.50	Sabbia medio grossa a tratti debolmente ghiaiosa
10						
11						
12						
13	13.00					
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						Sabbia media marrone
23						
24			RI	3	24-24.50	
25						
26						
27						
28						
29	30.00					



- S14-23DH: 30.00 m
- S14-25Pz: 30.00 m
- S14-26Pz: 30.00 m
- S14-27
- P14-15: 15.00 m
- P14-16: 15.00 m
- P14-17: 15.00 m
- P14-18: 15.00 m
- P14-19: 15.00 m
- P14-20: 15.00 m
- P14-21: 15.00 m
- P14-22: 15.00 m
- Pz14-13: 2.00 m
- MASW14-05: 30.00 m
- MASW14-06: 30.00 m

In base ai dati disponibili, la profondità della falda si colloca a quota 2.41 m dal piano campagna.

Ai fini delle verifiche sismiche risulta:

- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Nella tabella seguente si riportano gli intervalli di valori dei parametri geotecnici relativi alla zona in cui ricade l'opera.

PARAMETRI GEOTECNICI GENERALI								
UNITA'	D _R (%)	γ _t (kN/mc)	Φ'	Φ' _{op}	LL (%)	cu (kPa)	E (MPa)	E _{op}
Ug1 (G3)	40 ÷ 70	18.50 ÷ 19.50	28° ÷ 36°	33°			24 ÷ 30	28
Ug2 (S1)	---	18.00 ÷ 20.00	32° ÷ 36°	33°	26 ÷ 36		30 ÷ 34	32

I valori di progetto di Φ' e E sono indicati con Φ'_{op} e E_{op}

Dato che la quota di imposta dei pali (q.i.p.) si trova a circa -2.0m da p.c. la stratigrafia di progetto deve essere impostata come segue:

STRATO 1 (G3) - sino a 11 m sotto la q.i.p.

Ghiaia con sabbia

Angolo di attrito interno: 33°

Peso specifico: 19.0 kN/m³.

STRATO 2 (S1) - sino a 30 m sotto la q.i.p.

Sabbia

Angolo di attrito interno: 33°

Peso specifico: 19.0 kN/m³.

Nelle verifiche si considererà la falda a -1m da p.c.

Ai fini delle verifiche dei pali si potrà tenere conto che il numero delle verticali indagate fino alla profondità di lunghezza dei pali stessi è pari a 2 e che

$N_{spt\text{medio}} = 15\text{colpi}/30\text{cm}$

4.1 SCAVI E RIEMPIMENTI

Lo scavo avviene a cielo aperto con pendenza 1:1.

Il terreno di ritombamento dell'opera dovrà avere un angolo d'attrito minimo di 35° e un γ=20kN/mc.

5. AZIONE SISMICA

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

L'analisi viene condotta secondo il metodo pseudo statico.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto si assume vita nominale $VN > 50$ anni.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe **IV**: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a **2** per la classe d'uso **IV**. $VR = VN \times CU = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni}$

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla

pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad a_g il valore previsto da pericolosità sismica. F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica. Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione.
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati per individuare infine a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.1)} = 1898$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale. T_C^* è espresso in secondi. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'opera in progetto ricade nel comune di Abbiategrasso.

Parametri per la determinazione dell'azione sismica dell'impalcato

Categoria di sottosuolo C
 Categoria topografica T1

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico $\psi_E = 0.2$

- q Coefficiente di struttura
- η 1/q
- a_g Accelerazione orizzontale massima al sito
- T_c^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
- F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

9.03540385

LATITUDINE

45.700404205

Ricerca per comune

REGIONE

Lombardia

PROVINCIA

Milano

COMUNE

Albairate

Elaborazioni grafiche

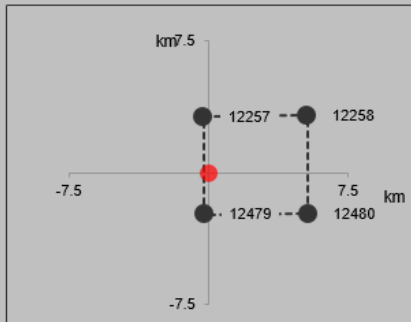
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$

SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$

SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

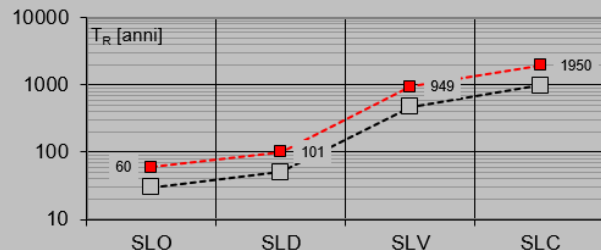
Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_s = 1.500$

$C_c = 1.556$ info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 1.000$
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$S_T = 1.000$ info

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o **1**

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1.5**

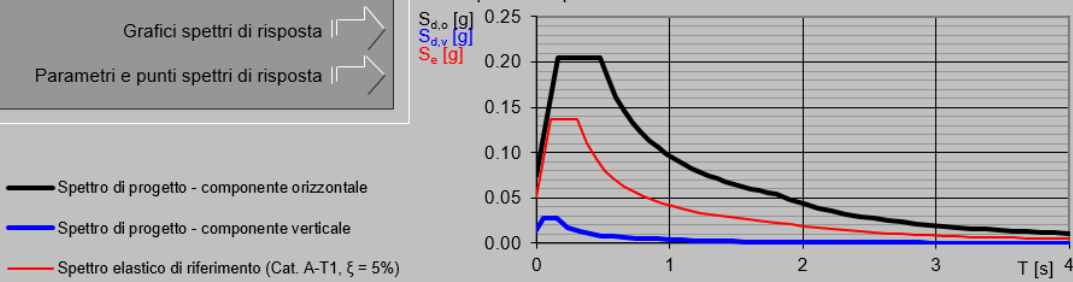
$\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.050 g
F_a	2.730
T_c	0.304 s
S_s	1.500
C_c	1.556
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.472 s
T_D	1.800 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (S + 5)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

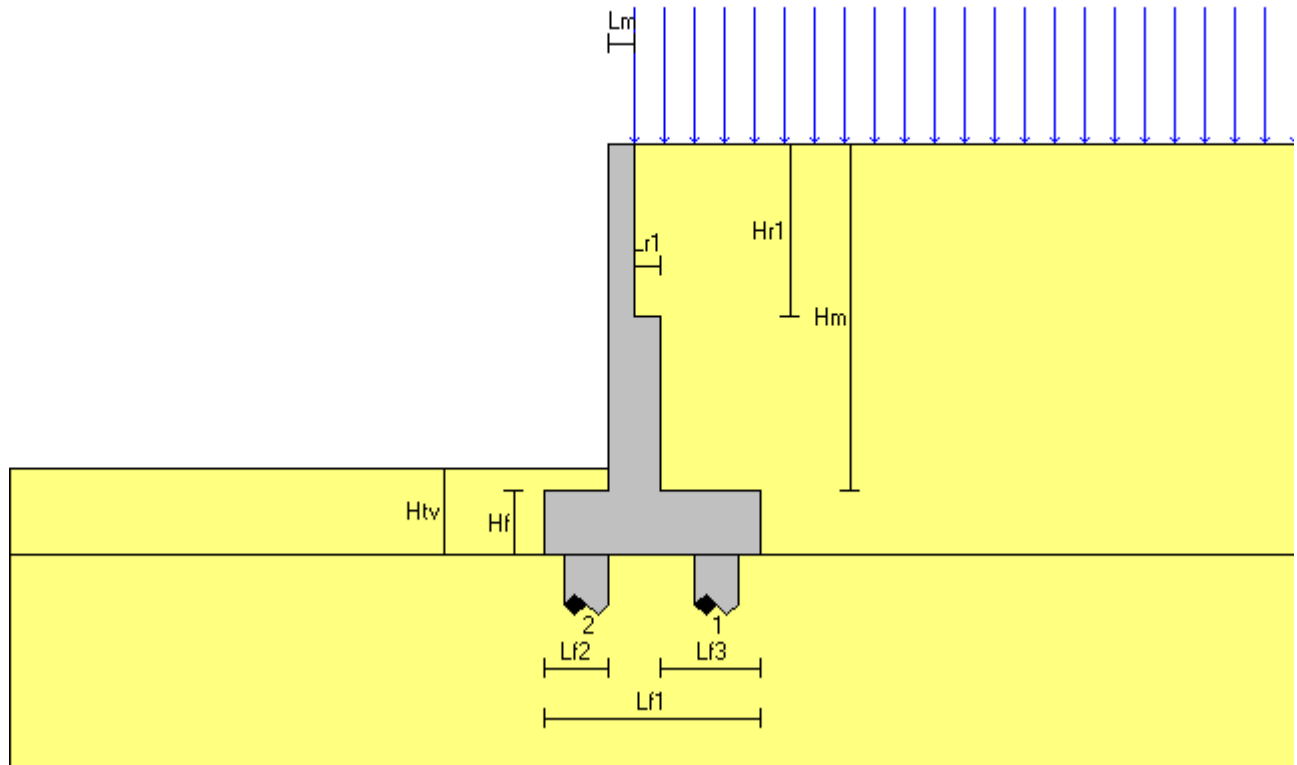
	T [s]	Se [g]
	0.000	0.075
T_B	0.157	0.205
T_C	0.472	0.205
	0.536	0.180
	0.599	0.161
	0.662	0.146
	0.725	0.133
	0.788	0.123
	0.852	0.113
	0.915	0.106
	0.978	0.099
	1.041	0.093
	1.105	0.088
	1.168	0.083
	1.231	0.079
	1.294	0.075
	1.357	0.071
	1.421	0.068
	1.484	0.065
	1.547	0.062
	1.610	0.060
	1.673	0.058
	1.737	0.056
T_D	1.800	0.054
	1.905	0.048
	2.009	0.043
	2.114	0.039
	2.219	0.035
	2.324	0.032
	2.428	0.030
	2.533	0.027
	2.638	0.025
	2.743	0.023
	2.848	0.021
	2.952	0.020
	3.057	0.019
	3.162	0.017
	3.267	0.016
	3.371	0.015
	3.476	0.014
	3.581	0.014
	3.686	0.013
	3.790	0.012
	3.895	0.011
	4.000	0.011

6. DATI GENERALI MURO

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sul muro si utilizza il programma PRO_MST. Di seguito si riportano i dati contenuti nel tabulato del programma:

6.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA)

Verifica muro di sostegno secondo il D.M. 17/01/2018



Descrizione dell'opera

Tipo di opera:	muro in calcestruzzo armato
Tipo di sovrastruttura:	paramenti a gradoni con una risega
Tipo di fondazione:	su pali

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	7.600 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.600 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	1.200 m
Spessore della risega	$L_{r1} =$	0.600 m
Altezza della risega	$H_{br1} =$	4.000 m

Soletta di fondazione

Lunghezza totale	$L_{f1} =$	5.000 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	1.500 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	1.500 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	2.300 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	1.500 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	2.000 m

Pali

Diametro	$\varnothing_p =$	1.000 m
Numero file secondo la larghezza del muro	$N_{fp} =$	2
Interasse secondo la larghezza del muro	$i_{pl} =$	3.000 m
Distanza dal bordo della soletta	$d =$	1.000 m
Interasse secondo l'estensione del muro	$i_{pe} =$	3.000 m

<u>Angolo di inclinazione terrapieno</u>	$\alpha =$	0.00 °
--	------------	--------

6.2 MATERIALI E STRATIGRAFIA (ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA)

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro	$\gamma_m =$	25.00 kN/m ³
-------------------------	--------------	-------------------------

Caratteristiche calcestruzzo

Classe di resistenza		C32/40
Resistenza caratteristica	$R_{ck} =$	40.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18.8 N/mm ²

Caratteristiche armature

Tipo acciaio		B 450 C
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	391.3 N/mm ²

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

Peso specifico	$\gamma_{tv} =$	19.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_v =$	33.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_v =$	22.00 °
Coesione	$c'_v =$	0.00 kN/m ²

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico	$\gamma_{fr} =$	19.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_f =$	33.00 °
Coesione	$c'_f =$	0.00 kN/m ²
Tensione limite del terreno	$\sigma_f =$	0.00 kN/m ²

Terreno a monte del muro

Peso specifico	$\gamma_{tm} =$	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_m =$	35.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_m =$	23.30 °
Coesione	$c'_m =$	0.00 kN/m ²

6.3 CARICHI APPLICATI (ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA)

Carichi applicati

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente strutturale

Uniforme a valle del muro	$G1_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G1_{um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G1_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G1n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G1n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a valle del muro	$G2_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$G2_{um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G2_{nm} =$	0.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G2n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G2n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a valle del muro	$Q_{uv} =$	0.00 kN/m ²
Uniforme a monte del muro	$Q_{um} =$	0.00 kN/m ²
Nastriforme a monte del muro	$Q_{nm} =$	20.00 kN/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{Qn} =$	0.650 m
Larghezza del nastro	$l_{Qn} =$	9.000 m

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Località:	ALBAIRATE (MI)
Vita nominale	$V_N =$ 50 anni
Tipo di costruzione	tipo = 2

Classe d'uso	$Cl_U =$	IV
Coefficiente d'uso	$C_U =$	2.0
Periodo di riferimento	$V_R =$	100 anni
Probabilità di superamento	$P_{Vr} =$	10%
Periodo di ritorno	$T_R =$	949 anni
Fattore di amplificazione spettrale massima	$F_o =$	2.7300
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$	0.0505 g
Zona sismica	zona =	4
Categoria di sottosuolo	suolo =	C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S =$	1.50000
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima		
verifiche locali	$\beta_m^* =$	1.00000
verifica di stabilità globale	$\beta_s =$	0.20000
Categoria topografica	$C_T =$	T1
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1.00000
Coefficienti sismici		
orizzontale	$k_h =$	0.07575
verticale	$k_v =$	0.03788

Carichi applicati alla mensola in elevazione

n.	H [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M_z [kN·m]
1	7.600	-13.20	0.00	-13.20000

6.4 CRITERI DI VERIFICA E COMBINAZIONI DI CARICO

Si adottano combinazioni come da norma:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

In particolare viene inserita una combinazione eccezionale per l'azione d'urto.

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_5	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA:

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018 secondo l'approccio DA2 (A1+M1+R3). Le verifiche per azioni sismiche vengono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	γ_{G1max}	γ_{G1min}	γ_{G2max}	γ_{G2min}	γ_Q/ψ_{2i}
DA2 (A1)	1.30	1.00	1.50	0.80	1.50
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.30	0.80	1.30
SIS	1.00	-	1.00	-	0.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	γ_ϕ	γ_c	γ_γ
DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00
DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1	$\gamma_{G1} = 1.00$
Carichi permanenti non strutturali G2	$\gamma_{G2} = 1.00$
Carichi variabili Q	$\psi_{Ei} = 0.20$

Combinazioni per le verifiche di resistenza

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E
1	DA2	1.30	1.50	1.50	0.00
2	DA2	1.30	1.50	0.00	0.00
3	DA2	1.30	0.80	1.50	0.00
4	DA2	1.30	0.80	0.00	0.00
5	DA2	1.00	1.50	1.50	0.00
6	DA2	1.00	1.50	0.00	0.00
7	DA2	1.00	0.80	1.50	0.00
8	DA2	1.00	0.80	0.00	0.00
9	SIS	1.00	1.00	0.20	+1.00
10	SIS	1.00	1.00	0.20	-1.00
11	ECC	1.00	1.00	1.00	1.00
12	RARA	1.00	1.00	1.00	0.00
13	FREQ.	1.00	1.00	0.75	0.00
14	Q.PERM.	1.00	1.00	0.00	0.00

6.5 ANALISI DEI CARICHI

6.5.1 Parametri per azione sismica (estratto tabulato programma)

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Località:	ALBAIRATE (MI)
Vita nominale	$V_N = 50$ anni
Tipo di costruzione	tipo = 2
Classe d'uso	$C_U = IV$
Coefficiente d'uso	$C_U = 2.0$
Periodo di riferimento	$V_R = 100$ anni
Probabilità di superamento	$P_{Vr} = 10\%$
Periodo di ritorno	$T_R = 949$ anni
Fattore di amplificazione spettrale massima	$F_o = 2.7300$
Accelerazione orizzontale massima	$a_g = 0.0505$ g
Zona sismica	zona = 4
Categoria di sottosuolo	suolo = C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s = 1.50000$
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima	
verifiche locali	$\beta_m^* = 1.00000$
verifica di stabilità globale	$\beta_s = 0.20000$
Categoria topografica	$C_T = T1$
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1.00000$
Coefficienti sismici	
orizzontale	$k_h = 0.07575$
verticale	$k_v = 0.03788$

6.5.2 Calcolo spinte

Si adotta in fase statica il coefficiente di spinta a riposo in fase statica e in fase sismica il metodo di Wood.

Di seguito si riportano i valori delle spinte moltiplicate per i relativi coefficienti di combinazione:

ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA:

Spinta del terreno

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Spinta a riposo $K_0 = 0.4264$

Coefficienti sismici

orizzontale $K_h = 0.07575$

verticale $K_v = 0.03788$

Valori della spinta a riposo del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo $H_t = 9.100 \text{ m}$

Le spinte sono espresse in chilonewton e le coordinate in metri.

CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	Y_S	X_S	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	Y_D	X_D	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	Y_T	X_T
1	491.41	182.68	3.782	3.955	-	-	-	-	491.41	182.68	3.476	2.606
2	421.14	182.68	3.571	3.955	-	-	-	-	421.14	182.68	3.033	2.606
3	491.41	182.68	3.782	3.955	-	-	-	-	491.41	182.68	3.476	2.606
4	421.14	182.68	3.571	3.955	-	-	-	-	421.14	182.68	3.033	2.606
5	394.22	140.52	3.795	3.955	-	-	-	-	394.22	140.52	3.585	2.606
6	323.96	140.52	3.571	3.955	-	-	-	-	323.96	140.52	3.033	2.606
7	394.22	140.52	3.795	3.955	-	-	-	-	394.22	140.52	3.585	2.606
8	323.96	140.52	3.571	3.955	-	-	-	-	323.96	140.52	3.033	2.606
9	333.33	140.52	3.640	3.955	115.10	49.93	5.356	3.955	448.42	190.45	3.487	2.606
10	333.33	140.52	3.640	3.955	115.10	49.93	5.356	3.955	448.42	190.45	3.487	2.606
11	323.96	140.52	3.571	3.955	-	-	-	-	323.96	140.52	3.033	2.606
12	370.80	140.52	3.772	3.955	-	-	-	-	370.80	140.52	3.425	2.606
13	359.09	140.52	3.747	3.955	-	-	-	-	359.09	140.52	3.336	2.606
14	323.96	140.52	3.571	3.955	-	-	-	-	323.96	140.52	3.033	2.606

Legenda

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$ componente orizzontale della spinta statica , dinamica , totale del terreno

$S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$ componente verticale della spinta statica , dinamica , totale del terreno

Y_S , Y_D , Y_T ordinata del punto di applicazione della spinta statica , dinamica , totale

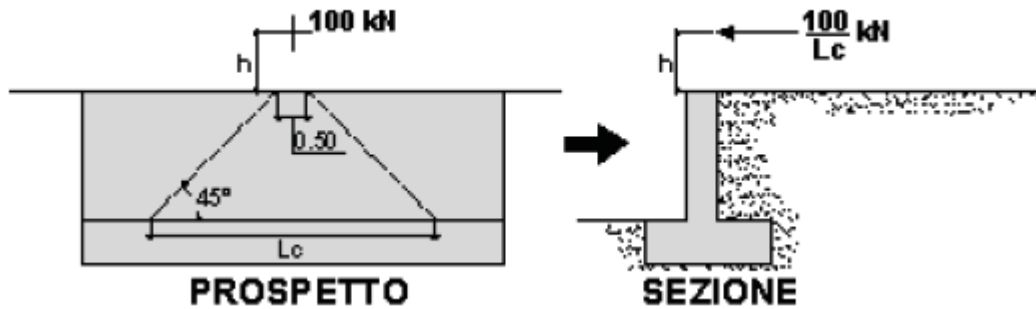
X_s, X_D, X_T ascissa del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
 (le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{I,X} =$	57.14 kN
Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_I =$	4.140 m
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{I,Y} =$	± 28.57 kN
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_I =$	3.006 m

6.5.3 Urto veicolo in svio

Al fine di tenere conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza si considera una forza orizzontale di 100 kN agente 1.00m sopra il livello del piano di marcia ed applicata su una linea lunga 0.5m. Tale forza si diffonde a 45° sul paramento verticale:



$L_c = 15.7m$

Essendo però la lunghezza media dei muri di sostegno dell'opera CV19, pari a circa 7.60m, si assume tale dimensione di ripartizione, per cui considerando una sezione trasversale di 1.00m, in corrispondenza della testa del muro viene applicata una forza e una coppia equivalente pari a:

$F_y = (100kN/7.6m) * 1m = 13.2$ kN/ml

$M_x = 13.2$ kN * 1m = 13.2 kNm/ml

ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA:

Carichi applicati alla mensola in elevazione

n.	H [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M_z [kN•m]
1	7.600	-13.20	0.00	-13.20000

7. VERIFICHE ELEVAZIONE

7.1 SOLLECITAZIONI-SPICCATO SP.120CM

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime in corrispondenza dello spiccatto di fondazione del muro in elevazione.

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA:

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]
0.000	100.0	120.0

Condizioni più gravose (Combinazione 10 SIS)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
167.41	358.28	1083.49

(Combinazione 11 ECC)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
174.00	239.16	685.95

Combinazione 12 SLE rare

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
174.00	271.49	794.85

Combinazione 13 SLE freq

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
174.00	260.11	739.25

Combinazione 14 SLE qp

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
174.00	225.96	572.43

7.2 SOLLECITAZIONI-SEZIONE SP.60CM

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime in corrispondenza della diminuzione di spessore del paramento.

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA:

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]
4.000	100.0	60.0

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
70.20	117.02	174.16

(Combinazione 11 ECC)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
54.00	63.90	121.56

Combinazione 12 SLE rare

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
54.00	84.77	124.22

Combinazione 13 SLE freq

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
54.00	76.25	108.37

Combinazione 14 SLE qp

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
54.00	50.70	60.84

7.3 VERIFICA ARMATURA – SPICCATO SP.120 CM

L'armatura verticale è costituita da $\Phi 24/10$ lato terra e $\Phi 20/20$ lato valle. In orizzontale si prevedono $\Phi 20/20$ su entrambi i lati.

Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato specifico.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: LINEA120

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di calcolo fcd:	188.00 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.00 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo

Modulo Elastico Normale Ec:	336430	daN/cm ²
Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm ²
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	166.00	daN/cm ²
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	166.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	132.80	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	9.2	24
2	40.0	9.2	24
3	-40.0	110.8	20
4	40.0	110.8	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	24
2	3	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	16741	108349	0	35828	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	17400	79485	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	17400	73925 (93477)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	17400	57243 (94877)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.5 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	16741	108349	0	16743	196092	0	1.807	-----

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01235	50.0	120.0	0.00067	40.0	110.8	-0.03064	-40.0	9.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000308140	-0.033476753	----	----

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm ²]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	35828	48458	115.0	100.0	0.0039	0.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $Beta1*Beta2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	30.8	-50.0	120.0	-331	31.1	9.2	----	----	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	28.8	-50.0	120.0	-306	31.1	9.2	----	----	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [daN/cm ²] di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione non fessurata
k2	Minima di trazione [daN/cm ²] del cls. (in sezione non fessurata) nella fibra più interna dell'area Ac eff
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= $(S1 + S2)/(2*S1)$ con riferimento all'area tesa Ac eff
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	= $1-Beta12*(Ssr/Ss)^2 = 1-Beta12*(f_{ctm}/S2)^2 = 1-Beta12*(M_{fess}/M)^2$
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure. Il valore limite = $0.4*Ss/Es$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e_{sm} * s_{rm}$. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]

MY fess.		Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]										
Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-24.5	0	----	----	----	----	----	----	----	93477	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	22.6	-50.0	120.0	-233	31.1	9.2	----	----	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-18.7	0	----	----	----	----	----	----	----	94877	0

7.4 VERIFICA ARMATURA – SEZIONE SP. 60 CM

Si prevede come armatura $\Phi 20/20$ in verticale e $\Phi 16/20$ in orizzontale, su entrambi i lati.

Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato specifico.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: LINEA60

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di calcolo fcd:	188.00 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.00 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	336430 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	31.00 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	199.20 daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	149.40 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1*\beta 2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1*\beta 2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0 daN/cm ²	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	10.0	20
2	40.0	10.0	20
3	-40.0	50.0	20
4	40.0	50.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	20
2	3	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	7020	17416	0	11702	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	5400	12422	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	5400	10837 (21653)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	5400	6084 (22603)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	7020	17416	0	7018	33690	0	1.934	-----

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00891	-50.0	60.0	-0.00133	-40.0	50.0	-0.02063	-40.0	10.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1 0.000000000 0.000482691 -0.025461438 ---- ----

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (\$ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
 d Altezza utile sezione [cm]
 bw Larghezza minima sezione [cm]
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale <0.02
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	11702	23358	55.0	100.0	0.0029	0.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
 D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	19.6	-50.0	60.0	-175	20.0	10.0	----	----	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	17.2	-50.0	60.0	-151	20.0	10.0	----	----	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera fctm in almeno una combinazione
 S1 Esito della verifica
 S2 Massima tensione [daN/cm²] di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione non fessurata
 k2 Minima di trazione [daN/cm²] del cls. (in sezione non fessurata) nella fibra più interna dell'area Ac eff
 k3 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata
 Ø = (S1 + S2)/(2*S1) con riferimento all'area tesa Ac eff
 Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 Psi = 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/S2)² = 1-Beta12*(Mfess/M)²
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure Il valore limite = 0.4*Ss/Es è tra parentesi
 srm Distanza media tra le fessure [mm]
 wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = 1.7 * e sm * srm . Valore limite tra parentesi
 MX fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
 MY fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-15.5	0	----	----	----	----	----	----	----	21653	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	10.0	-50.0	60.0	-79	20.0	10.0	----	----	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-8.3	0	----	----	----	----	----	----	----	22603	0

8. FONDAZIONE

8.1 SOLLECITAZIONI SLU

8.1.1 Sollecitazioni alla testa dei pali Comb.SLU/SIS

Si riportano le sollecitazioni agenti su un tratto di fondazione di estensione pari all'interasse dei pali (3.000 m).

L'origine del sistema di riferimento, utilizzato come polo per il calcolo dei momenti, coincide con il piede di valle della fondazione, l'asse delle ascisse è orizzontale diretto verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA:

Dettaglio condizioni di massimo sforzo di compressione (Combinazione 1)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro	1409.85
Peso del terreno a monte	1531.92
Peso del terreno a valle	55.57
Componente verticale spinta totale terreno	548.04
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	3545.39

Descrizione carico (componente tangenziale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Componente orizzontale spinta totale terreno	1474.23
Carico totale tangenziale al piano di fondazione (T_{TOT})	1474.23

Descrizione momento	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro	1409.85	2.263	3190.00521
Peso del terreno a monte	1531.92	3.691	5653.59534
Peso del terreno a valle	55.57	0.750	41.68119
Momento stabilizzante (M_{STAB})			8885.28168

Componente orizzontale spinta totale terreno	-1474.23	3.476	-5124.75187
Componente verticale spinta totale terreno	548.04	2.606	1428.25705
Momento ribaltante (M_{RIB})			-3696.49475

Momento totale ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$) **5188.78693**

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 1.464 m

Eccentricità del carico ($e_N = L_{f1} / 2 - d_N$) 1.036 m

(Il punto di applicazione del carico è a monte del punto centrale della fondazione)

Sollecitazioni agenti sulla platea di fondazione

Forza normale alla fondazione (N)	3545.39 kN
Forza tangente alla fondazione (T)	1474.23 kN
Momento flettente ($M = N_{TOT} \cdot e_N$)	3674.68731 kN•m

Sforzi alla testa dei pali

N_f	X_f [m]	D_m [m]	N_i [kN]	T_i [kN]
1	4.000	1.500	-547.80	737.12
2	1.000	1.500	-2997.59	737.12

Legenda

- N_f numero della fila di pali
- X_f ascissa della fila di pali
- D_m distanza della fila dal punto centrale della fondazione
- N_i Sforzo normale agente su ogni palo dell'i-esima fila
- T_i Sforzo di taglio agente su ogni palo dell'i-esima fila

Dettaglio condizioni di massimo sforzo di taglio (Combinazione 9)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione) Forza [kN]

Peso del muro 1084.50

Peso del terreno a monte 1178.40

Peso del terreno a valle 42.75

Componente verticale spinta totale terreno 571.35

Componente verticale forza d'inerzia 85.71

Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT}) 2962.71

Descrizione carico (componente tangenziale al piano di fondazione) Forza [kN]

Componente orizzontale spinta totale terreno 1345.26

Componente orizzontale forza d'inerzia 171.41

Carico totale tangenziale al piano di fondazione (T_{TOT}) 1516.68

Descrizione momento	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro	1084.50	2.263	2453.85025
Peso del terreno a monte	1178.40	3.691	4348.91965
Peso del terreno a valle	42.75	0.750	32.06246
Componente verticale forza d'inerzia	85.71	3.006	257.65491
Momento stabilizzante (M_{STAB})			7092.48734

Componente orizzontale spinta totale terreno	-1345.26	3.487	-4691.36721
Componente verticale spinta totale terreno	571.35	2.606	1488.99166
Componente orizzontale forza d'inerzia	-171.41	4.140	-709.71672
Momento ribaltante (M_{RIB})			-3912.09229

Momento totale ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$) **3180.39505**

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 1.073 m

Eccentricità del carico ($e_N = L_{f1} / 2 - d_N$) 1.427 m

(Il punto di applicazione del carico è a monte del punto centrale della fondazione)

Sollecitazioni agenti sulla platea di fondazione

Forza normale alla fondazione (N) 2962.71 kN

Forza tangente alla fondazione (T) 1516.68 kN

Momento flettente ($M = N_{TOT} \cdot e_N$) 4226.37229 kN•m

Sforzi alla testa dei pali

N_f	X_f [m]	D_m [m]	N_i [kN]	T_i [kN]
1	4.000	1.500	-72.56	758.34
2	1.000	1.500	-2890.14	758.34

Legenda

N_f numero della fila di pali

X_f ascissa della fila di pali

D_m distanza della fila dal punto centrale della fondazione

N_i Sforzo normale agente su ogni palo dell'i-esima fila

T_i Sforzo di taglio agente su ogni palo dell'i-esima fila

Sforzi relativi alle restanti combinazioni

CMB	N [kN]	T [kN]	M [kN•m]	N_f	N_i [kN]	T_i [kN]
2	3545.39	1263.43	2382.33808	1	-978.58	631.71
				2	-2566.81	631.71
3	3545.39	1474.23	3674.68731	1	-547.80	737.12
				2	-2997.59	737.12
4	3545.39	1263.43	2382.33808	1	-978.58	631.71
				2	-2566.81	631.71
5	2727.22	1182.67	3124.91709	1	-321.97	591.34
				2	-2405.25	591.34
6	2727.22	971.87	1832.56784	1	-752.76	485.93
				2	-1974.47	485.93
7	2727.22	1182.67	3124.91709	1	-321.97	591.34
				2	-2405.25	591.34
8	2727.22	971.87	1832.56784	1	-752.76	485.93
				2	-1974.47	485.93
10	2791.29	1516.68	2665.08499	1	42.07	758.34

2 -2833.36 758.34

8.1.2 Sollecitazioni alla testa dei pali Comb.ECC

ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA:

Dettaglio condizioni di massimi sforzi di compressione e di taglio (Combinazione 11)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro	1084.50
Peso del terreno a monte	1178.40
Peso del terreno a valle	42.75
Componente verticale spinta totale terreno	421.57
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	2727.22

Descrizione carico (componente tangenziale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Componente orizzontale spinta totale terreno	971.87
Carichi concentrati	39.60
Carico totale tangenziale al piano di fondazione (T_{TOT})	1011.47

Descrizione momento	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro	1084.50	2.263	2453.85025
Peso del terreno a monte	1178.40	3.691	4348.91965
Peso del terreno a valle	42.75	0.750	32.06246
Momento stabilizzante (M_{STAB})			6834.83231

Componente orizzontale spinta totale terreno	-971.87	3.033	-2948.00240
Componente verticale spinta totale terreno	421.57	2.606	1098.65933
Carichi concentrati			-399.95999
Momento ribaltante (M_{RIB})			-2249.30305

Momento totale (M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}) **4585.52948**

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 1.681 m

Eccentricità del carico ($e_N = L_{f1} / 2 - d_N$) 0.819 m

(Il punto di applicazione del carico è a monte del punto centrale della fondazione)

Sollecitazioni agenti sulla platea di fondazione

Forza normale alla fondazione (N)	2727.22 kN
Forza tangente alla fondazione (T)	1011.47 kN
Momento flettente ($M = N_{TOT} \cdot e_N$)	2232.52797 kN•m

Sforzi alla testa dei pali

N_f	X_f [m]	D_m [m]	N_i [kN]	T_i [kN]
1	4.000	1.500	-619.44	505.73
2	1.000	1.500	-2107.79	505.73

Legenda

- N_f numero della fila di pali
- X_f ascissa della fila di pali
- D_m distanza della fila dal punto centrale della fondazione
- N_i Sforzo normale agente su ogni palo dell' i -esima fila
- T_i Sforzo di taglio agente su ogni palo dell' i -esima fila

8.2 SOLLECITAZIONI SLE

8.2.1 Sollecitazioni alla testa dei pali Comb.SLErara

ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA:

Dettaglio condizioni di massimi sforzi di compressione e di taglio (Combinazione 12 SLErara)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro	1084.50
Peso del terreno a monte	1178.40
Peso del terreno a valle	42.75
Componente verticale spinta totale terreno	421.57
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	2727.22

Descrizione carico (componente tangenziale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Componente orizzontale spinta totale terreno	1112.41
Carico totale tangenziale al piano di fondazione (T_{TOT})	1112.41

Descrizione momento	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro	1084.50	2.263	2453.85025
Peso del terreno a monte	1178.40	3.691	4348.91965
Peso del terreno a valle	42.75	0.750	32.06246
Momento stabilizzante (M_{STAB})			6834.83231

Componente orizzontale spinta totale terreno	-1112.41	3.425	-3809.56860
Componente verticale spinta totale terreno	421.57	2.606	1098.65933
Momento ribaltante (M_{RIB})			-2710.90919

Momento totale (M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}) **4123.92334**

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 1.512 m

Eccentricità del carico ($e_N = L_{f1} / 2 - d_N$) 0.988 m

(Il punto di applicazione del carico è a monte del punto centrale della fondazione)

Sollecitazioni agenti sulla platea di fondazione

Forza normale alla fondazione (N)	2727.22 kN
Forza tangente alla fondazione (T)	1112.41 kN
Momento flettente ($M = N_{TOT} \cdot e_N$)	2694.13422 kN•m

Sforzi alla testa dei pali

N _f	X _f [m]	D _m [m]	N _i [kN]	T _i [kN]
1	4.000	1.500	-465.57	556.20
2	1.000	1.500	-2261.66	556.20

Legenda

- N_f numero della fila di pali
- X_f ascissa della fila di pali
- D_m distanza della fila dal punto centrale della fondazione
- N_i Sforzo normale agente su ogni palo dell'i-esima fila
- T_i Sforzo di taglio agente su ogni palo dell'i-esima fila

8.2.2 Sollecitazioni alla testa dei pali Comb.SLEfreq

ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA:

Dettaglio condizioni di massimi sforzi di compressione e di taglio (Combinazione 13 SLEfreq)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro	1084.50
Peso del terreno a monte	1178.40
Peso del terreno a valle	42.75
Componente verticale spinta totale terreno	421.57
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	2727.22

Descrizione carico (componente tangenziale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Componente orizzontale spinta totale terreno	1077.27
Carico totale tangenziale al piano di fondazione (T_{TOT})	1077.27

Descrizione momento	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro	1084.50	2.263	2453.85025
Peso del terreno a monte	1178.40	3.691	4348.91965
Peso del terreno a valle	42.75	0.750	32.06246
Momento stabilizzante (M_{STAB})			6834.83231

Componente orizzontale spinta totale terreno	-1077.27	3.336	-3594.17683
Componente verticale spinta totale terreno	421.57	2.606	1098.65933
Momento ribaltante (M_{RIB})			-2495.51743

Momento totale ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$) **4339.31488**

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 1.591 m

Eccentricità del carico ($e_N = L_{f1} / 2 - d_N$) 0.909 m

(Il punto di applicazione del carico è a monte del punto centrale della fondazione)

Sollecitazioni agenti sulla platea di fondazione

Forza normale alla fondazione (N)	2727.22 kN
Forza tangente alla fondazione (T)	1077.27 kN
Momento flettente ($M = N_{TOT} \cdot e_N$)	2478.74246 kN•m

Sforzi alla testa dei pali

N_f	X_f [m]	D_m [m]	N_i [kN]	T_i [kN]
1	4.000	1.500	-537.36	538.64
2	1.000	1.500	-2189.86	538.64

Legenda

- N_f numero della fila di pali
- X_f ascissa della fila di pali
- D_m distanza della fila dal punto centrale della fondazione
- N_i Sforzo normale agente su ogni palo dell'i-esima fila
- T_i Sforzo di taglio agente su ogni palo dell'i-esima fila

8.2.3 Sollecitazioni alla testa dei pali Comb.SLEqp

ESTRATTO TABULATO PROGRAMMA:

Dettaglio condizioni di massimi sforzi di compressione e di taglio (Combinazione 14 SLEqp)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro	1084.50
Peso del terreno a monte	1178.40
Peso del terreno a valle	42.75
Componente verticale spinta totale terreno	421.57
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	2727.22

Descrizione carico (componente tangenziale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Componente orizzontale spinta totale terreno	971.87
Carico totale tangenziale al piano di fondazione (T_{TOT})	971.87

Descrizione momento	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Peso del muro	1084.50	2.263	2453.85025
Peso del terreno a monte	1178.40	3.691	4348.91965
Peso del terreno a valle	42.75	0.750	32.06246
Momento stabilizzante (M_{STAB})			6834.83231

Componente orizzontale spinta totale terreno	-971.87	3.033	-2948.00240
Componente verticale spinta totale terreno	421.57	2.606	1098.65933
Momento ribaltante (M_{RIB})			-1849.34303

Momento totale (M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}) **4985.48950**

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 1.828 m

Eccentricità del carico ($e_N = L_{f1} / 2 - d_N$) 0.672 m

(Il punto di applicazione del carico è a monte del punto centrale della fondazione)

Sollecitazioni agenti sulla platea di fondazione

Forza normale alla fondazione (N)	2727.22 kN
Forza tangente alla fondazione (T)	971.87 kN
Momento flettente ($M = N_{TOT} \cdot e_N$)	1832.56784 kN•m

Sforzi alla testa dei pali

N _f	X _f [m]	D _m [m]	N _i [kN]	T _i [kN]
1	4.000	1.500	-752.76	485.93
2	1.000	1.500	-1974.47	485.93

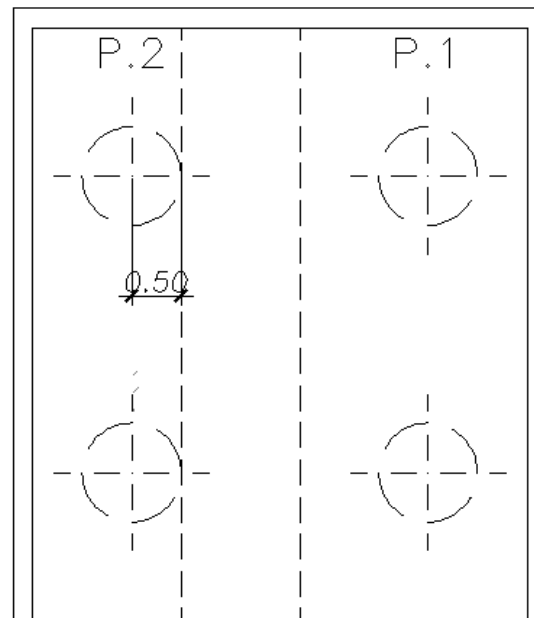
Legenda

- N_f numero della fila di pali
- X_f ascissa della fila di pali
- D_m distanza della fila dal punto centrale della fondazione
- N_i Sforzo normale agente su ogni palo dell' i -esima fila
- T_i Sforzo di taglio agente su ogni palo dell' i -esima fila

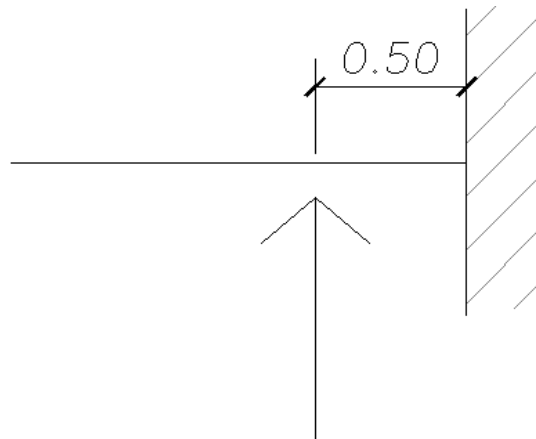
8.3 VERIFICA ARMATURA DI FONDAZIONE

Il plinto è stato verificato considerando uno schema di mensola incastrata in corrispondenza del lato esterno del paramento verticale lato valle.

PIANTA FONDAZIONI



Schema di carico:



Alle azioni sul palo si sottrae il peso della fondazione sovrastante:

Porzione di fondazione gravante sul singolo palo per area di influenza:

$$1.5 \times 3.0 \times 1.5 = 6.75 \text{ m}^3$$

$$6.75 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 168.75 \text{ kN}$$

Si ha:

(SLU)

$$N_2 = 2998 \text{ kN} - 168.75 \text{ kN} = 2829 \text{ kN}$$

$$M = 2829 \times 0.5 = 1415 \text{ KNm}$$

(SLErara)

$$N_2 = 2262 \text{ kN} - 168.75 \text{ kN} = 2093 \text{ kN}$$

$$M = 2093 \times 0.5 = 1047 \text{ KNm}$$

(SLEfreq)

$$N_2 = 2190 \text{ kN} - 168.75 \text{ kN} = 2021 \text{ kN}$$

$$M = 2021 \times 0.5 = 1011 \text{ KNm}$$

(SLEqp)

$$N_2 = 1974 \text{ kN} - 168.75 \text{ kN} = 1805 \text{ kN}$$

$$M = 1805 \times 0.5 = 903 \text{ KNm}$$

Poiché si analizza un tratto di fondazione pari a 1m, le azioni indicate precedentemente vengono divise per 3.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Fond-LINEA

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	168.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	126.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
-----------	-------	-------

Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	150.0
3	50.0	150.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	8.0	20
2	40.0	8.0	20
3	-40.0	142.0	20
4	40.0	142.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	20
2	3	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	47200	0	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	34900	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	33700 (116682)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	30100 (116682)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] intorno all'asse X di riferimento della sezione
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	47200	0	0	169629	0	3.594	31.4(23.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.02207	-50.0	150.0	0.00032	-40.0	142.0	-0.05297	-40.0	8.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

	a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.			
	x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)			
	C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue			
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000397708	-0.056156128	0.062	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

	Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata										
	Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]										
	Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
	Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]										
	Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)										
	Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre										
	As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure										
	D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure										
	Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $Beta1*Beta2$										
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12	
1	S	8.5	-50.0	150.0	-110	31.1	8.0	----	----	----	----	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	8.2	-50.0	150.0	-107	4.4	8.0	----	----	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

	Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione										
	S1	Esito della verifica										
	S2	Massima tensione [daN/cm²] di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione non fessurata										
	k2	Minima di trazione [daN/cm²] del cls. (in sezione non fessurata) nella fibra più interna dell'area Ac eff										
	k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata										
	Ø	= $(S1 + S2)/(2*S1)$ con riferimento all'area tesa Ac eff										
	Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff										
	Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa										
	e sm	= $1 - Beta12*(Ssr/Ss)^2 = 1 - Beta12*(f_{ctm}/S2)^2 = 1 - Beta12*(M_{fess}/M)^2$										
	srm	Deformazione unitaria media tra le fessure Il valore limite = $0.4*Ss/Es$ è tra parentesi										
	wk	Distanza media tra le fessure [mm]										
	MX fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * sm * srm$. Valore limite tra parentesi										
	MY fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]										
		Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]										
Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-8.0	0	----	----	----	----	----	----	----	116682	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	7.3	-50.0	150.0	-95	13.3	8.0	----	----	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-7.1	0	----	----	----	----	----	----	----	116682	0

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
Base sezione: b=	1000 mm
Altezza sezione: h =	1500 mm
Copriferro: c =	50 mm
DATI ARMATURA	
Armatura Longitudinale	
Diametro armatura tesa=	20 mm
N° barre tese =	10
Diametro armatura compressa =	20 mm
N° barre compresse =	5
Armatura Trasversale	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	24 mm
Passo armatura a Taglio=	1000 mm
N° bracci delle staffe=	2
Inclinazione staffe : α =	90 °
Inclinazione puntone : θ =	22 °

AZIONI	
N_{Ed} =	0.00 kN
V =	1000.00 kN
γ_{Rd} =	1.00
$V_{Ed} = V \cdot \gamma_{Rd} =$	1000.00 kN

Resistenza sezioni non armate a taglio	V_{Rd}	498.10 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}	1142.98 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}	3595.90 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
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		1142.98 kN

L'armatura principale del plinto di fondazione è costituita $\Phi 20/10$ inferiormente e $\Phi 20/20$ superiormente, invece l'armatura secondaria è costituita da $\Phi 20/20$ sia superiormente che inferiormente. Per la verifica a taglio si dispongono cavallotti $\Phi 24/100 \times 100$.

Per la verifica dei pali si rimanda alla relazione specifica P03CV17STRE08.

8.4 PUNZONAMENTO

Si conduce nel seguente paragrafo la verifica al punzonamento del plinto ad opera dei pali di fondazione.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo con la formula:

$$P_{resistente} = 0.5 * u * h * f_{ctd}$$

Dove:

h = spessore plinto;

u = perimetro del contorno ottenuto mediante una ripartizione a 45° dell'impronta di carico (palo di fondazione) fino al piano medio del plinto;

f_{ctd} = valore di calcolo della resistenza a trazione del cls

Resistenza cubica del cls R _{ck} (N/mm ²)	35
Resistenza media a trazione f _{ctm} (N/mm ²)	2.83
Resistenza caratteristica a trazione f _{ctk} (N/mm ²)	1.98
Resistenza a trazione di calcolo f _{ctd} (N/mm ²)	1.32

Le sollecitazioni di progetto si ottengono sommando le reazioni sui pali che insistono sulla superficie di punzonamento. Le sollecitazioni sono diminuite del peso del plinto e del terreno di ricoprimento che non effettuano azione di punzonamento essendo carichi diretti.

L'azione sollecitante risulta in definitiva:

$$P_{sollecitante} = R_{pali} - N_{plinto} - N_{terreno}$$

(a favore di sicurezza si trascura il contributo del terreno)

La verifica risulta soddisfatta se:

$$P_{sollecitante} \leq P_{resistente}$$

Dall'analisi delle superfici di rottura si evidenzia che non esiste interferenza tra quelle relative ai vari pali per cui si esegue la verifica sul palo più caricato con la superficie più piccola.

N1
kN
2998

Determinazione del carico sollecitante

Superficie di punzonamento	Somma dei carichi sui pali	ΣP kN	Perimetro contorno m	Superficie resist. laterale m ²	Area caricata m ²	Peso zattera kN	Peso terreno kN	ΣP-P _z -P _t kN
S1	N1	2998	7.750	11.63	4.65	174	0	2824

Calcolo del coefficiente di sicurezza

Superficie di punzonamento	P _{sollecitante} kN/m ²	P _{resistente} kN/m ²	P _{resist} /P _{sollecit.}	VERIFICA
S1	4235	7690	1.82	OK

9. PALI

Per la verifica dei pali si rimanda alla relazione specifica P03CV19STRRE08.

10. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E LE VERIFICHE SVOLTE

Si riportano le informazioni in ottemperanza a quanto disposto dal capitolo 10 della vigente normativa tecnica (DM2018).

- *Tipo di analisi svolta*

Il calcolo viene eseguito in ambito statico lineare. Per quanto riguarda l'analisi sismica, si adottano le procedure di verifica per struttura in zona 4, applicando un sistema di forze pseudo-statiche, calcolate in modo semplificato. L'analisi strutturale viene eseguita con il metodo degli spostamenti, mentre le verifiche delle sezioni sono state effettuate secondo metodi della tecnica delle costruzioni, come indicato dettagliatamente nel seguito della presente relazione. Le combinazioni di carico sono indicate nel seguito: esse sono in numero tale da coprire tutte le possibili casistiche.

- *Origine, caratteristiche e affidabilità dei codici di calcolo*

Le analisi strutturali, ove non siano effettuate per via analitica, sono eseguite con un codice di calcolo sviluppato dal progettista in un linguaggio di programmazione OpenSource (linguaggio Octave). Tale codice di calcolo è basato sul metodo degli spostamenti e consente la soluzione dei problemi di telai piani in ambito statico.

- *Validazione dei codici*

I risultati del codice sono stati validati dal progettista con riferimento a vari casi di studio. La cui soluzione esatta si può reperire nella letteratura specialistica. Le verifiche delle sezioni sono state eseguite con fogli di lavoro oppure con il software di libera distribuzione VcaSLU (Prof. Gelfi), anch'essi opportunamente validati con calcoli manuali.

- *Modalità di presentazione dei risultati*

Le modalità di applicazione dei carichi sono descritte nella relazione con riferimento alle varie parti di struttura. Considerando la semplicità dello stato di carico la rappresentazione grafica appare superflua. I risultati sono presentati sotto forma di diagrammi delle componenti di azione interna oppure come tabelle dei valori di azioni interne nei punti più significativi. In questo modo si può fare una valutazione immediata dello stato di sollecitazione nelle membrature strutturali.

- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati*

Per quanto riguarda la verifica dei risultati, sono stati effettuati confronti delle azioni interne con casi analoghi ma più semplici (travi semplicemente appoggiate o incastrate). Le reazioni vincolari sono state controllate in fase di progettazione. La rappresentazione delle configurazioni deformate, che sono state comunque esaminate in sede di progettazione per avere conferma della correttezza del calcolo, non forniscono informazioni utili alla verifica di sicurezza. Non si ritiene pertanto indispensabile il loro inserimento nella relazione.

10.1 ALLEGATO 1 VALIDAZIONE RC-SEC



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 14-01-2008 paragrafo 10.2.

Le fasi di progettazione e sviluppo dei software *GeoStru* sono sottoposti al controllo gestione di qualità aziendale ISO (*International Organization for Standardization*) 9001:2000 certificato da CVI ITALIA srl - **Certificato nr. 7007 1 04**.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, in allegato a questo documento, al fine di verificare la validità delle procedure di calcolo ed effettuare le procedure di controllo con altri strumenti di calcolo.

I software *GeoStru* sono dotati di sistemi di controllo dei dati di input e di output molto sofisticati i quali sono in grado di rilevare errori gravi tali da non consentire le corrette elaborazioni.

Bianco 15/09/2010

1



RC-SEC

Versione: 2011.4 Rev. 217

Validazione del codice di calcolo



PREMESSA

Nell'ambito delle verifiche di affidabilità previste per i codici di calcolo (punto 10.2 DM 14 Gennaio 2008) è richiesta la presente documentazione del produttore che illustri:

1. campi di impiego
2. basi teoriche ed algoritmi impiegati
3. casi di prova risolti e commentati con i relativi files di input.

1 CAMPI DI IMPIEGO

Il programma può essere utilizzato per la verifica ed il semiprogetto delle armature delle sezioni in c.a. ordinario agli stati limite ultimi e di esercizio secondo le nuove norme di cui al DM 14.01.2008 nonché secondo l'ultima versione dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1-2005). Sono presi in considerazione sia sollecitazioni rette che deviate (presso-tenso flessione deviata con la presenza contemporanea delle due componenti del taglio). E' altresì possibile eseguire le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili secondo il DM 14.02.1992. Per singoli elementi strutturali (travi o pilastri) è previsto il calcolo delle frecce in esercizio tenendo conto della fessurazione e della viscosità.

Per la verifica di pilastri rettangolari snelli è implementato il metodo della colonna modello.

2 BASI TEORICHE ED ALGORITMI IMPIEGATI

Sono illustrati in dettaglio nel manuale d'uso del programma in riferimento ai singoli problemi trattati. Vengono comunque di seguito illustrate particolari caratteristiche conseguenti alle novità introdotte dal DM 14.01.2008 d'ora in poi denominato NTC.

Come legame costitutivo del calcestruzzo il programma impiega sempre il diagramma parabola-rettangolo prevedendo valori differenti delle deformazioni unitarie caratteristiche (ϵ_{c2} , ϵ_{cu}) a seconda se la classe di resistenza è superiore o inferiore alla C50/60 (Punto 4.1.2.1.2.2 NTC). Il tratto curvilineo del diagramma è definito dall'espressione:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (1)$$

Nelle NTC l'esponente n vale sempre 2 (parabola). Nell'Eurocodice2 $n=2$ fino alla classe C50/60 mentre per classi superiori il tratto curvilineo diventa una curva esponenziale avente sempre la formulazione (1) ma con $n = 1,4 + 23,4 [(90-f_{ck}/10)/100]^4$ (f_{ck} in daN/cm²), formulazione prevista in programma se si è selezionata l'opzione di calcolo EC2).

Il tratto orizzontale del diagramma vale:

$$\sigma_c = f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad \text{con } \alpha_{cc} = 0,85 \text{ e } \gamma_c = 1,5 \text{ (nel DM96 era } \gamma_c = 1,6).$$

Altra importante novità è costituita dal fatto che in Italia l'acciaio per cemento armato ordinario dovrà essere costituito in pratica dal solo tipo C450 caratterizzato da:

- resistenza a trazione caratteristica $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$



- resistenza a snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
 - allungamento unitario per carico massimo $\epsilon_{uk} \geq 0,075$.
- Sia per le NTC che per l'EC2 è possibile assumere come diagramma sforzi deformazioni:
- un diagramma bilineare con incrudimento e deformazione unitaria di calcolo ultima pari a $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$. L'incrudimento (pendenza del tratto plastico del diagramma) è definito dal rapporto $k = (f_t/f_y)_k$ che deve essere compreso tra 1,15 e 1,35. Poiché all'aumentare di questo rapporto corrisponde un aumento delle caratteristiche di resistenza ultime della sezione riteniamo che, prudenzialmente, nei calcoli di progetto vada utilizzato il valore minimo di 1,15; come conseguenza il valore massimo della tensione ultima dell'acciaio da assumere in corrispondenza della deformazione ultima di calcolo ϵ_{ud} vale $1,15 \cdot f_{yd}$ essendo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ il valore della tensione di snervamento di calcolo ($\gamma_s = 1,15$ sia per NTC che per EC2).
 - Un diagramma bilineare con tratto plastico orizzontale ($f_s = f_{yd}$) senza limite di deformazione

Il programma consente l'adozione di entrambi i diagrammi ma, per quello elastico-perfettamente plastico indefinito, richiede comunque la definizione dei valori della deformazione ultima e di calcolo dell'acciaio; incrementando tali deformazioni rispetto a quelle prima definite per l'acciaio incrudito non si riscontrano apprezzabili differenze nei risultati.

La verifica a taglio viene eseguita col nuovo metodo proposto dalle NTC (e da EC2) che impiega la schematizzazione del traliccio con inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo (rispetto all'asse della trave) variabile tra i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

Il programma calcola (in semiprogetto o verifica) le resistenze a taglio lato compressione e trazione considerando l'angolo α di inclinazione trasversale delle staffe (rispetto all'asse della trave) sempre pari a 90° . In semiprogetto si parte assumendo per θ il suo minimo valore ($21^\circ, 8 \leq \theta \leq 45^\circ$) che soddisfa la relazione di resistenza a taglio compressione (ponendo $V_{Rcd} = V_{Ed}$); ottenuto così θ , dalla relazione di resistenza lato trazione si ricava l'area delle staffe. Si fa notare che le armature longitudinali della trave, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate (regola della traslazione) di una misura pari a: $0,9 \cdot d \cdot \text{ctg} \theta / 2$ (al massimo uguale a $1,125 \cdot d$ per $\text{ctg} \theta = 2,5$).

Si noti che, a differenza di quanto previsto nel DM96, il valore di f_{cd} impiegato nel calcolo delle resistenze al taglio è uguale al valore massimo del tratto plastico del diagramma di progetto tensioni-deformazioni del conglomerato impiegato per la verifica per tensioni normali (nel DM96 era maggiore valendo $f_{cd} = f_{ck}/1,6 > 0,85 f_{ck}/1,5$).

Nel caso di contemporanea presenza di torsione e taglio l'angolo θ delle bielle compresse deve assumere un unico valore per entrambe le sollecitazioni e, pertanto, il programma prevede l'assegnazione preventiva di θ per torsione nelle 'opzioni armature e di calcolo' (nel menu Opzioni).

3 CASI DI PROVA

Gli esempi che seguono sono tutti presenti nella cartella "ESEMPI" della directory di installazione del programma. Essi verranno illustrati sia in relazione alla modalità di immissione dei dati, sia confrontando i risultati ottenuti sulla base degli algoritmi assunti nel calcolo con quelli riportati da altri autori e/o programmi.

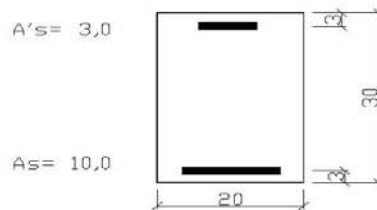
Le stampe complete di input ed output relative a tutti gli esempi sono naturalmente riproducibili caricando detti files di esempio e mandando in esecuzione il programma.



I primi esempi sono quasi tutti tratti dal volume “Progettazione di strutture in calcestruzzo armato” realizzato per AICAP da Pubblicamento s.r.l. in quanto è uno dei pochi testi aggiornato alle NTC ed all’ultima versione dell’Eurocodice 2.

3.1 ESEMPIO 1

Si fa riferimento alla sezione rettangolare 20x30 in figura di cui al punto 7.3.2.1 del citato volume. Si cerca il momento resistente ultimo M_{Rd} per $N_{Rd}=0$ (flessione semplice) avendo assunto un conglomerato con $f_{ck}=300 \text{ daN/cm}^2$ ($f_{cd}=300 \cdot 0,85/1,5=170 \text{ daN/cm}^2$) ed armature con $f_{yk}=4500 \text{ daN/cm}^2$ ($f_{yk}=4500 \text{ daN/cm}^2$). Per prima cosa occorre accertarsi che nell’*archivio materiali* siano presenti i dati relativi al conglomerato ed all’acciaio indicati. In particolare per l’acciaio B450C ponendo $f_{td}=3910$ si



assume orizzontale (come nel volume) il pianocrotolo plastico del diagramma sforzi deformazioni. Per ottenere le esatte aree di acciaio indicate si prevedono opportuni diametri delle barre (non esistenti in commercio). Si assegna inoltre allo sforzo normale il valore 0 (flessione semplice) mentre al momento M_x un qualsiasi valore positivo. Il programma fornisce per il momento resistente il valore $M_{Rd}=9071 \text{ daNm}$ di poco inferiore al valore 9100 indicato nel testo che peraltro utilizza il blocco rettangolare per il diagramma sforzi deformazioni del calcestruzzo.

3.2 ESEMPIO 2

Al punto 7.5.1 del citato volume viene calcolata a pressoflessione retta una sezione rettangolare 50x100 con armature simmetriche di area pari a 50cm² e copriferro di 5 cm. Calcestruzzo ed acciaio sono gli stessi dell’esempio precedente. Questa volta viene utilizzato il diagramma parabola-rettangolo. Nel testo vengono calcolati i momenti resistenti ultimi (M_{Rd}) in corrispondenza a prefissati differenti valori assegnati allo sforzo normale che di seguito vengono confrontati con quelli ottenuti dal programma (M^*_{Rd}):

N_{Ed}	M_{Rd}	M^*_{Rd}
----------	----------	------------



(daN)	(daNm)	(daNm)
60000	20330	20350
200000	25170	25190
500000	25850	25860
1000000	9770	9910

I risultati appaiono ben concordanti per i primi tre valori (ottenuti dal testo a partire da valori tabellari per il l'integrazione del diagramma parabolico del calcestruzzo). La maggiore differenza si ha per l'ultimo caso con $N_{Ed}=1000000$ daN che in realtà non viene ottenuto, nel testo citato, dal calcolo ma da interpolazione tra i due assetti di rottura che comprendono il punto di rottura cercato. Il programma non considera inoltre verificata a taglio la sezione (anche con taglio assegnato nullo) in quanto la resistenza a taglio lato calcestruzzo va a zero col termine (presente nella relazione 4.1.19 NTC) $\alpha_e = 2,5(1-\sigma_{cp}/f_{cd}) = 0$ essendo $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 1000000/(50 \times 100) = 200 > f_{cd}$.

3.3 ESEMPIO 3

Allo stesso punto 7.5.1 del citato volume viene calcolata a pressoflessione retta la sezione rettangolare 50×100 con armature simmetriche di area pari a 70cm^2 e copriferro di 5 cm. Il calcestruzzo questa volta è di classe $f_{ck}=700$ daN/cm²: nel caso di calcolo secondo EC2 va assunto il diagramma con curva esponenziale risultando $f_{ctk} > 500$.

I momenti resistenti a confronto sono i seguenti (valori dello sforzo normale prefissati):

N_{Ed} (daN)	M_{Rd} (daNm)	M'_{Rd} EC2 (daNm)	M'_{Rd} NTC (daNm)
150000	31370	31360	31360
500000	42460	42400	42740
1000000	40520	40020	42640
1900000	6950	18340	20730

Nell'ultima colonna sono riportati i momenti ultimi ottenuti selezionando l'opzione di calcolo secondo le NTC (diagramma parabola rettangolo). All'aumentare dello sforzo normale si nota che i momenti resistenti ottenuti con le NTC sono meno conservativi di quelli che con l'EC2 si ottengono dal diagramma esponenziale rettangolo. L'ultimo valore del momento resistente riportato nel citato testo appare troppo approssimato rispetto a quelli ottenuti dal programma.

3.4 ESEMPIO 4



Calcolo delle staffe verticali (di diametro pari a 12mm) per una sezione rettangolare 20x80 copriferro 50cm e taglio di progetto $V_{Ed} = 50000$ daN. Conglomerato $f_{ck}=300$; Acciaio C450B. (Punto 8.1.4.1.3.2 vol.citato)

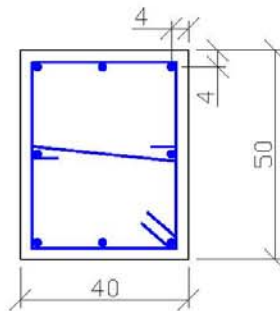
Assunti momento flettente M_x ed armature longitudinali arbitrarie, si è eseguito il calcolo di progetto della sezione avendo preventivamente assegnato il valore di 12 al diametro delle staffe nella finestra delle opzioni armature e di calcolo.

Il calcolo fornisce un passo di 20,3 cm alle staffe ϕ 12 assunte in perfetto accordo col passo di cm 20 indicato dal testo.

3.5 ESEMPIO 5

Nel caso di pressoflessione deviata non si è trovato alcun esempio numerico in letteratura trattato con le nuove norme. Si considera pertanto un caso di calcolo trattato solo col presente programma.

Si è considerata la sezione in figura relativa ad un pilastro rettangolare 40x60 armata con 8 ϕ 16 (Calcestruzzo C28/35. Acciaio C450B).



Il calcolo è stato effettuato per le seguenti 3 combinazioni allo stato limite ultimo:

N_{Ed} (daN)	M_{xEd} (daNm)	M_{yEd} (daNm)	V_{yEd} (daN)	V_{xEd} (daN)
50000	14000	11000	14000	11000
50000	20000	0	20000	0
50000	0	15714	0	15714

Le nuove NTC al punto 7.4.4.2.2.1 consentono che la verifica a presso-flessione deviata (prima combinazione in tabella) possa essere sostituita da due verifiche a presso-flessione retta in cui la resistenza sia ridotta al 70% di quella effettiva: ciò che equivale ad incrementare gli sforzi di progetto di $1/0,7 = 1,4286$. Si sono così ricavati gli sforzi retti "equivalenti" riportati nella seconda e terza combinazione. Nella citato punto normativo si fa riferimento ai soli momenti flettenti (lo sforzo normale non va incrementato in quanto la



misura della sicurezza va sempre effettuata a sforzo normale costante). Nulla si dice circa la verifica a taglio in presenza delle due componenti V_x, V_y . Anche per il taglio, a scopo di controllo, la verifica a taglio deviato di cui alla prima combinazione è stata separata in due verifiche separate di tipo retto incrementando gli sforzi col coefficiente 1,4286.

Il tabulato di verifica di seguito riportato mostra che nelle verifiche a pressoflessione retta (seconda e terza combinazione) le misure della sicurezza (1,149 e 1,146) risultano entrambe maggiori di quella a pressoflessione deviata (1,062). Non così per quanto riguarda le verifiche a taglio in cui si può notare che l'armatura trasversale strettamente necessaria per la prima combinazione (deviata) risulta superiore a quella della seconda e terza combinazione (rette).

Da ciò si deduce che per il taglio a due componenti non ci sono sufficienti indicazioni normative per la sua sostituzione con due tagli equivalenti in sollecitazione retta (manca cioè un diagramma di interazione semplificato e conservativo).

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: ESEMPIO_5

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simm.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
 Resis. compr. di calcolo f_{cd} : 158.60 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta f_{cd}' : 79.30 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec_2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale E_c : 323080 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione f_{ctm} : 28.80 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. f_{yk} : 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura f_{tk} : 5400.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo f_{yd} : 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo f_{td} : 4500.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo E_{pu} : 0.068
 Modulo Elastico E_f : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 40.0 cm
 Altezza: 50.0 cm

N. totale barre : 8
 Diametro barre : 16 mm
 Copriferro (dal baric. barre) : 4.0 cm
 Coordinate Barre nei vertici :

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-16.0	-21.0
2	-16.0	21.0
3	16.0	21.0
4	16.0	-21.0

Generazioni di barre lungo i lati:



N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N.Barra In. Numero della barra iniziale (di vertice) cui si riferisce la generazione
 N.Barra Fin. Numero della barra finale (vertice) cui si riferisce la generazione
 N.Barre Numero di barre generate equidist. comprese tra la barra iniz. e la fin.

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre
1	1	4	1
2	2	3	1
3	1	2	1
4	4	3	1

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
 Vy Componente del Taglio [daN] nella direzione dell'asse princ. y della sezione
 Vx Componente del Taglio [daN] nella direzione dell'asse princ. x della sezione

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	50000	14000	-11000	14000	11000
2	50000	20000	0	20000	0
3	50000	0	-15714	0	15714

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.4 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 2.4 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	50000	14000	11000	49983	14828	11729	1.062
2	S	50000	20000	0	49995	22988	0	1.149
3	S	50000	0	15714	49988	0	18004	1.146

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00031	20.0	25.0	0.00270	16.0	21.0	-0.00459	-16.0	-21.0
2	0.00350	-0.00232	-20.0	25.0	0.00241	-16.0	21.0	-0.00900	-16.0	-21.0
3	0.00350	-0.00232	20.0	25.0	0.00214	16.0	21.0	-0.00873	-16.0	-21.0



POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000112833	0.000087460	-0.000943178		
2	0.000000000	0.000271812	-0.003295296		
3	0.000339655	0.000000000	-0.003293104		

ARMATURE A TAGLIO DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 18.0 cm [Passo massimo di normativa = 19.2]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 5.6 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.9]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vru Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
 Vcd Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe
 Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro.
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Afst Area staffe strettamente necessarie a taglio per metro di trave [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	17271	49148	18497	37.6	45.9	21.80°	1.158	5.2
2	S	20000	52421	22619	46.0	40.0	21.80°	1.158	4.9
3	S	15714	51281	17702	36.0	50.0	21.80°	1.158	5.0



Geostru Software – Validazione codice di calcolo

RC-SEC

3.6 ESEMPIO 6

Si fa riferimento alla stessa sezione rettangolare di pilastro trattata nell'esempio precedente allo scopo di valutare con calcolo diretto la duttilità di curvatura posseduta dalla sezione per ognuna delle tre combinazioni assegnate. Nel caso di calcolo sismico il punto 7.4.4 NTC prescrive, per le sezioni ricadenti in zona critica, che il valore della duttilità di curvatura μ_{ϕ} risulti non minore di prefissati valori. Al punto 7.3.6.2 le NTC comunque consentono di omettere tale controllo purché si rispettino le regole di progetto e di gerarchia delle resistenze.

Il calcolo della duttilità di curvatura viene svolto dal programma tramite la costruzione di diagrammi momenti-curvature in cui il rapporto tra i momenti M_x e M_y viene mantenuto costante. Tra i vari tipi di diagrammi previsti in programma si utilizza, per il presente esempio, quello che tiene conto automaticamente del confinamento sulla base delle staffe effettivamente disposte. Viene pertanto utilizzato per il nucleo confinato della sezione un diagramma tensione-deformazione costruito secondo il punto 3.1.9 di EC2 che fornisce le espressioni da cui trarre il valore di resistenza $f_{ck,c}$ del calcestruzzo confinato, la deformazione ultima $\varepsilon_{cu2,c}$ e quella al limite del tratto parabolico $\varepsilon_{c2,c}$. Il tratto plastico del diagramma tensioni-deformazioni si ottiene però collegando il punto $f_{ck,c}$ di massimo della parabola con il valore di $0,85 f_{ck}$ in corrispondenza di $\varepsilon_{cu2,c}$. Le precedenti quantità $f_{ck,c}$, $\varepsilon_{c2,c}$, $\varepsilon_{cu2,c}$ sono maggiorate rispetto a quelle impiegate per il calcolo di resistenza in quanto funzioni della tensione trasversale di confinamento σ_2 il cui valore, però, non viene esplicitato nell'EC2. Occorre a questo scopo far ricorso all'autorevole "Model Code '90" che pone (per sezioni rettangolari):

$$\sigma_2 = 0,5 \alpha_n \alpha_s \omega_w \quad \text{in cui}$$

$$\alpha_n = 1 - 8 / (3 n) \quad \text{con } n = \text{numero di barre collegate da staffe e legature}$$

$$\alpha_s = 1 - s / (2 b_0) \quad \text{con } s = \text{passo staffe e } b_0 = \text{lato minore nucleo confinato}$$

$$\omega_w = (\text{Volume staffe} / \text{Volume nucleo confinato}) (f_{yd} / f_{cd})$$

Al conglomerato esterno al nucleo confinato viene invece assegnato il diagramma tensione-deformazione utilizzato per il calcolo di resistenza.

Si riporta di seguito sia l'output a video del diagramma Momenti-Curvature, sia il tabulato di stampa dello stesso con riferimento alla prima combinazione di carico in presso-flessione deviata. Il valore della duttilità di curvatura μ_{ϕ} risulta pari a 5,299. Il calcolo di duttilità per la seconda combinazione di carico (in presso flessione retta) conduce invece ad una duttilità notevolmente superiore e pari a 10,169.

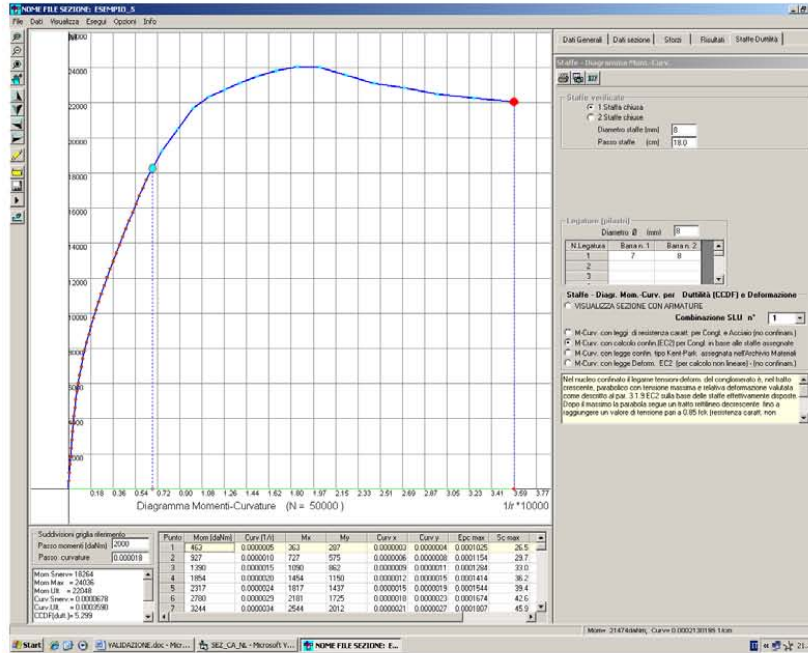


DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE Comb. N° 1 (N = 50000 dan)
NO ME SEZIONE: ESEMPIO_5

Descrizione Sezione:
 Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simm.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C28/35
 Diagramma coprif. non confinato: Parabola con max=Fc_k
 Resis. caratt. di calcolo fck: 280.00 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma congl. confinato sez. : Parabol.+retta decresc.
 in base alle staffe
 Resist. massima per confinamento : 296.41 daN/cm²
 Resist. a rottura (0.85 Fck) : 238.00 daN/cm²
 Tens. laterale di confinam. efficace: 3.28 daN/cm²
 Def. unit. per la max resistenza : 0.0022
 Def. unit. ultima (par.3.1.9 EC2) : 0.0058

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.0675
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 40.0 cm
 Altezza: 50.0 cm
 N. totale barre : 8



Diametro barre : 16 mm
 Copriferro (dal baric. barre) : 4.0 cm
 Coordinate Barre nei vertici :

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-16.0	-21.0
2	-16.0	21.0
3	16.0	21.0
4	16.0	-21.0

Generazioni di barre lungo i lati:

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N.Barra In. Numero della barra iniziale (di vertice) cui si riferisce la generazione
 N.Barra Fin. Numero della barra finale (vertice) cui si riferisce la generazione
 N.Barre Numero di barre generate equidist. comprese tra la barra iniz. e la fin.

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre
1	1	4	1
2	2	3	1
3	1	2	1
4	4	3	1

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 18.0 cm [Passo massimo di normativa= 19.2]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 5.6 cm²/m

RISULTATI DEL CALCOLO

Sforzo normale costante di calcolo N 50000 daN
 Momento di snervamento 18264 daNm
 Momento massimo 24036 daNm
 Momento a rottura 22048 daNm
 Duttilità di curvatura CCDF (punto 7.4.4 NTC) 5.299

PUNTI CALCOLATI DEL DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE

N.Punto Numero d'ordine assegnato al punto calcolato del diagramma
 M Momento vettoriale [daNm]
 Curv. Curvatura [1000/cm] vettoriale corrisp. al momento vettoriale
 Mx Componente del momento totale relativa all'asse x princ.inerzia
 My Componente del momento totale relativa all'asse y princ.inerzia
 Curv x Componente della curvatura [1000/cm] relativa all'asse x
 Curv y Componente della curvatura [1000/cm] relativa all'asse y
 epc max Deformazione unit. massima congl. (positiva se di compressione)
 Sc max Tensione congl. [daN/cm²] in corrisp. di epc max
 epf min Deformazione unit. minima acciaio (negativa se di trazione)
 Sf min Tensione acciaio [daN/cm²] in corrisp. di eps min

Punto	M	Curv	Mx	My	Curv x	Curv y	epc max	Scmax	eps min	Scmin
1	463	0.00049	363	287	0.00031	0.00038	0.0001	26	0.0001	154
2	927	0.00098	727	575	0.00061	0.00076	0.0001	30	0.0001	129
3	1390	0.00146	1090	862	0.00092	0.00114	0.0001	33	0.0001	104
4	1854	0.00195	1454	1150	0.00122	0.00152	0.0001	36	0.0000	79
5	2317	0.00244	1817	1437	0.00153	0.00190	0.0002	39	0.0000	55
6	2780	0.00293	2181	1725	0.00183	0.00228	0.0002	43	0.0000	30
7	3244	0.00343	2544	2012	0.00215	0.00267	0.0002	46	0.0000	4
8	3707	0.00397	2908	2300	0.00249	0.00309	0.0002	49	0.0000	-24
9	4171	0.00459	3271	2587	0.00287	0.00357	0.0002	53	0.0000	-57
10	4634	0.00528	3634	2875	0.00330	0.00411	0.0002	57	0.0000	-95
11	5097	0.00606	3998	3162	0.00379	0.00472	0.0002	62	-0.0001	-139
12	5561	0.00694	4361	3450	0.00435	0.00542	0.0003	66	-0.0001	-190
13	6024	0.00794	4725	3737	0.00497	0.00619	0.0003	71	-0.0001	-249
14	6487	0.00905	5088	4025	0.00566	0.00706	0.0003	77	-0.0002	-317
15	6951	0.01028	5452	4312	0.00643	0.00802	0.0003	83	-0.0002	-394
16	7414	0.01163	5815	4600	0.00727	0.00908	0.0004	89	-0.0002	-480

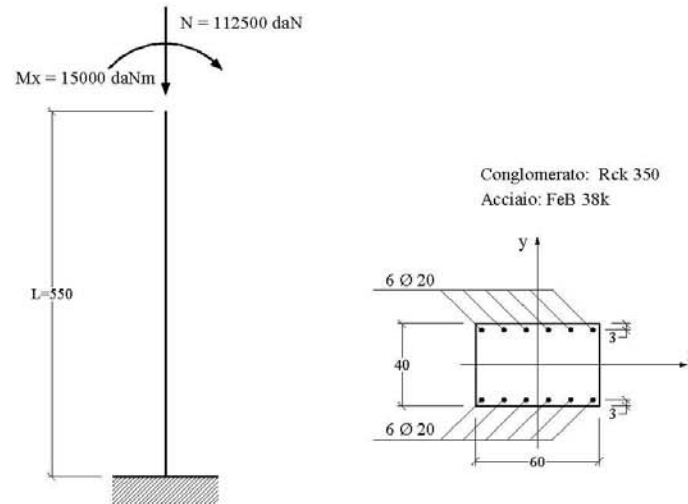


Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

17	7878	0.01311	6179	4887	0.00819	0.01023	0.0004	95	-0.0003	-575
18	8341	0.01470	6542	5175	0.00918	0.01148	0.0004	102	-0.0003	-681
19	8804	0.01642	6905	5462	0.01025	0.01283	0.0005	109	-0.0004	-795
20	9268	0.01825	7269	5749	0.01138	0.01426	0.0005	116	-0.0005	-919
21	9731	0.02019	7632	6037	0.01258	0.01578	0.0005	123	-0.0005	-1052
22	10195	0.02222	7996	6324	0.01385	0.01738	0.0006	130	-0.0006	-1194
23	10658	0.02436	8359	6612	0.01517	0.01906	0.0006	137	-0.0007	-1344
24	11121	0.02657	8723	6899	0.01653	0.02081	0.0006	144	-0.0008	-1500
25	11585	0.02886	9086	7187	0.01794	0.02261	0.0007	151	-0.0008	-1663
26	12048	0.03121	9449	7474	0.01939	0.02446	0.0007	158	-0.0009	-1831
27	12512	0.03362	9813	7762	0.02087	0.02636	0.0007	165	-0.0010	-2004
28	12975	0.03608	10176	8049	0.02238	0.02830	0.0008	171	-0.0011	-2182
29	13438	0.03859	10540	8337	0.02392	0.03028	0.0008	178	-0.0012	-2364
30	13902	0.04114	10903	8624	0.02548	0.03229	0.0009	185	-0.0013	-2549
31	14365	0.04372	11267	8912	0.02707	0.03434	0.0009	191	-0.0014	-2738
32	14828	0.04635	11630	9199	0.02868	0.03641	0.0009	197	-0.0015	-2929
33	15292	0.04900	11994	9487	0.03030	0.03851	0.0010	203	-0.0016	-3123
34	15755	0.05170	12357	9774	0.03195	0.04064	0.0010	209	-0.0017	-3320
35	16219	0.05441	12720	10062	0.03360	0.04279	0.0011	215	-0.0018	-3518
36	16682	0.05716	13084	10349	0.03529	0.04497	0.0011	221	-0.0019	-3720
37	17145	0.05994	13447	10636	0.03698	0.04717	0.0012	227	-0.0020	-3923
38	17609	0.06274	13811	10924	0.03869	0.04939	0.0012	232	-0.0021	-4128
39	19260	0.07537	15106	11948	0.04640	0.05939	0.0014	253	-0.0025	-4566
40	20501	0.08800	16079	12718	0.05412	0.06939	0.0016	269	-0.0030	-4572
41	21680	0.10061	17004	13450	0.06180	0.07939	0.0017	282	-0.0035	-4579
42	22329	0.11329	17512	13852	0.06959	0.08939	0.0019	290	-0.0040	-4586
43	22743	0.12591	17837	14109	0.07729	0.09939	0.0021	295	-0.0045	-4593
44	23128	0.13852	18140	14348	0.08498	0.10939	0.0022	296	-0.0049	-4599
45	23509	0.15233	18438	14584	0.09340	0.12033	0.0024	296	-0.0055	-4607
46	23926	0.16753	18687	14781	0.10270	0.13237	0.0026	296	-0.0061	-4615
47	24036	0.18424	18852	14911	0.11289	0.14560	0.0029	296	-0.0067	-4623
48	24025	0.20264	18843	14905	0.12413	0.16016	0.0032	296	-0.0074	-4632
49	23564	0.22399	18482	14619	0.13833	0.17618	0.0035	296	-0.0081	-4643
50	23122	0.24624	18135	14344	0.15192	0.19380	0.0039	296	-0.0089	-4654
51	22863	0.27067	17932	14184	0.16679	0.21318	0.0043	296	-0.0098	-4666
52	22482	0.29740	17633	13947	0.18292	0.23449	0.0047	296	-0.0107	-4679
53	22259	0.32677	17458	13809	0.20061	0.25794	0.0052	296	-0.0117	-4693
54	22048	0.35904	17292	13678	0.22001	0.28374	0.0057	296	-0.0129	-4709



3.7 ESEMPIO 7



L'esempio, tratto dal volume di R.Calzona, C.Cestelli Guidi – Il calcolo del cemento armato (Hoepli) – si riferisce al calcolo allo stato limite ultimo di instabilità di un pilastro snello a sezione rettangolare i cui dati sono riportati in figura.

Si utilizza il metodo semplificato detto della “colonna modello” con riferimento alle sollecitazioni rette contenute nel piano verticale la cui traccia nel piano della sezione coincide con l'asse y. I valori indicati per N ed Mx sono quelli del primo ordine già amplificati con gli opportuni coefficienti stabiliti per la combinazione ultima che si intende verificare.

Le sollecitazioni da calcolo vanno sempre incrementate del momento flettente causato dall'eccentricità non intenzionale e_{ni} da porre non minore di $L_0/300 = 3.67$ cm essendo L_0 la lunghezza di libera inflessione del pilastro in questo caso (schema a mensola) pari a $2L = 1100$ cm.:

$$N_d = 112500 \text{ daN}$$

$$M_d = 15000 + 112500 \times 0.0367 = 19129 \text{ daNm}$$

All'avvio del calcolo occorre inserire preliminarmente (nell'archivio materiali) i dati relativi sia al conglomerato Rck350 che all'acciaio FeB38k per renderli identici a quelli riportati nel testo citato:

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 290,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,6 = 154,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{td} = f_{yk} / 1,15 = 3304 \text{ daN/cm}^2;$$

$$\varepsilon_{ud,ult} = 0,01$$

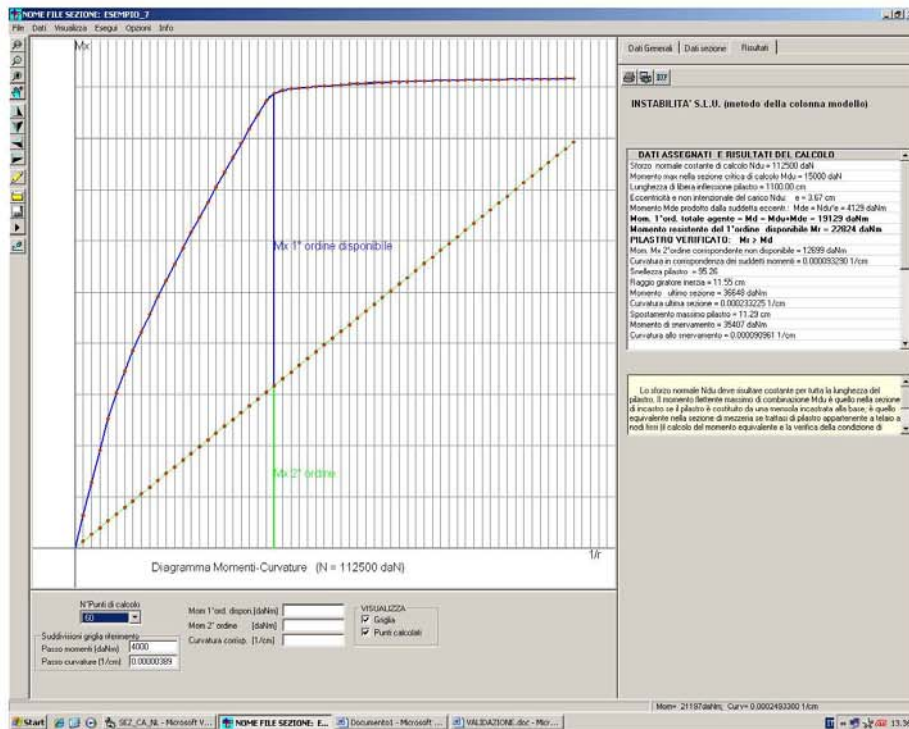
In particolare i dati relativi agli sforzi agenti richiesti dal programma sono i seguenti:

Sforzo normale di calcolo N_d costante =	112500 daN
Momento max di calcolo M_d nella sezione critica =	15000 daNm
Lunghezza di libera inflessione =	1100 cm



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

Eccentricità non intenzionale = 3.67 cm
 Si noti come il momento M_d richiesto sia al netto di quello prodotto dall'eccentricità non intenzionale in quanto il programma provvederà automaticamente ad effettuare la somma tra i due momenti agenti.
 Gli output a video ed a stampa, di seguito riportati, indicano che la sezione risulta verificata in quanto il momento resistente effettivamente disponibile (al netto di quello del secondo ordine) pari a 22824 daNm è maggiore di quello di calcolo di 19129 daNm. I risultati sono in pratica coincidenti con quelli esposti nel citato testo.



STATO LIMITE DI INSTABILITA' (Metodo della Colonna Modello)

DATI SEZIONE CRITICA PILASTRO
 NOME SEZIONE: ESEMPIO_7

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simm.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: Rck350
 Resis. compr. di calcolo fcd : 154.30 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 337216 daN/cm²



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

ACCIAIO - Tipo: FeB38k
 Resist. caratt. snervam. fyk: 3800.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 3800.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3304.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3304.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.010
 Modulo Elastico Ef: 2100000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

SFORZI ASSEGNATI E RISULTATI DEL CALCOLO

Sforzo normale costante di calcolo Ndu = 112500 daN
 Sforzo normale costante di calcolo Ndu = 15000 daNm
 Lunghezza di libera inflessione pilastro = 1100.00 cm
 Eccentricità e non intenzionale del carico Ndu: e = 3.67 cm
 Momento Mde prodotto dalla suddetta eccentricità: Mde = Ndu*e = 4129 daNm
 Raggio giratore d'inerzia riferito all'asse x di inflessione = 11.55 cm
 Snellezza pilastro = Lungh.libera infless./raggio giratore = 95.26
Momento del 1°ordine totale agente = Md = Mdu+Mde = 19129 daNm
Momento resistente del 1°ordine disponibile Mr = 22824 daNm
PILASTRO VERIFICATO: Mr > Md
 Mom. Mx 2°ordine corrispondente al massimo momento disponibile = 12699 daNm
 Curvatura corrispondente ai suddetti momenti = .000093290 1/cm
 Momento resistente ultimo sezione critica = 36648 daNm
 Curvatura ultima sezione (in corrisp. del Mom.resist.Ultimo)=.000233225 1/cm
 Spostamento massimo pilastro = 11.29 cm
 Momento di snervamento sezione critica = 35407 daNm
 Curvatura allo snervamento = .000090961 1/cm

PUNTI CALCOLATI DEL DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE

N.Punto Numero d'ordine assegnato al punto calcolato del diagramma
 Curvat. Curvatura [1/cm] del punto calcolato
 Mx Momento totale [daNm] per la curv. data riferito all'asse x
 Mx_1° Quota disponibile del 1° ordine del momento totale Mx
 Mx_2° Quota non disponibile del 2° ordine del momento totale Mx

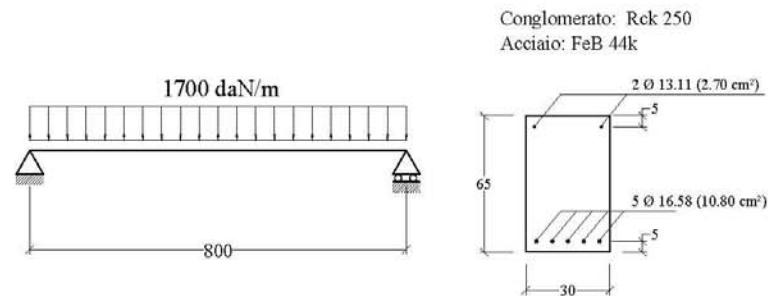
N.Punto	Curvat.	Mx	Mx_1°	Mx_2°
1	0.000003887	2554	2025	529
2	0.000007774	5105	4047	1058
3	0.000011661	7651	6064	1587
4	0.000015548	10102	7985	2117
5	0.000019435	12119	9473	2646
6	0.000023322	13857	10682	3175
7	0.000027210	15429	11725	3704
8	0.000031097	16896	12663	4233
9	0.000034984	18288	13526	4762
10	0.000038871	19629	14338	5291
11	0.000042758	20929	15108	5820
12	0.000046645	22198	15848	6350
13	0.000050532	23440	16561	6879
14	0.000054419	24659	17252	7408
15	0.000058306	25861	17924	7937
16	0.000062193	27047	18581	8466
17	0.000066080	28220	19225	8995
18	0.000069967	29374	19850	9524
19	0.000073855	30520	20466	10053
20	0.000077742	31651	21068	10583
21	0.000081629	32770	21658	11112
22	0.000085516	33875	22234	11641
23	0.000089403	34973	22803	12170
24	0.000093290	35523	22824	12699
25	0.000097177	35707	22478	13228
26	0.000101064	35835	22078	13757
27	0.000104951	35906	21620	14286
28	0.000108838	35970	21154	14816
29	0.000112725	36030	20685	15345
30	0.000116612	36083	20209	15874
31	0.000120500	36133	19730	16403
32	0.000124387	36174	19242	16932



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

33	0.000128274	36212	18751	17461
34	0.000132161	36248	18258	17990
35	0.000136048	36283	17763	18520
36	0.000139935	36314	17266	19049
37	0.000143822	36343	16765	19578
38	0.000147709	36366	16259	20107
39	0.000151596	36391	15755	20636
40	0.000155483	36414	15249	21165
41	0.000159370	36434	14740	21694
42	0.000163257	36455	14232	22223
43	0.000167145	36472	13719	22753
44	0.000171032	36485	13204	23282
45	0.000174919	36499	12689	23811
46	0.000178806	36517	12177	24340
47	0.000182693	36531	11662	24869
48	0.000186580	36545	11147	25398
49	0.000190467	36557	10630	25927
50	0.000194354	36568	10111	26456
51	0.000198241	36577	9592	26986
52	0.000202128	36585	9070	27515
53	0.000206015	36596	8552	28044
54	0.000209902	36604	8031	28573
55	0.000213789	36614	7512	29102
56	0.000217677	36623	6991	29631
57	0.000221564	36628	6468	30160
58	0.000225451	36634	5945	30689
59	0.000229338	36644	5425	31219
60	0.000233225	36648	4901	31748

3.8 ESEMPIO 8



La trave in c.a. su due appoggi in figura è tratta dall'Example 7.4 del volume di A.Ghali, R.Favre "Concrete Structures - stresses and deformations" (E & FN SPON) è costituita per la sua intera lunghezza dalla sezione costante, per geometria e materiali, denominata ESEMPIO_8_GHALI_SEZ.sez pure presente tra i files di esempio del programma.

Al tempo t_0 viene applicato un carico uniforme di 1700 daN/m che rappresenta il carico risultante di una combinazione *quasi permanente* di esercizio. Si chiede il valore della freccia massima della trave a lungo termine ($t = \infty$) posto che i dati meccanici e reologici siano i seguenti:

- $E_s = 2000000 \text{ daN/cm}^2$
- $E_c(t_0) = 300000 \text{ daN/cm}^2$ = modulo elastico al tempo t_0 di applicazione del carico
- $f_{ctm} = 25 \text{ daN/cm}^2$ = resistenza media a trazione del conglomerato
- $\phi(t, t_0) = 2.5$ = coeff. di viscosità valutato da t_0 al tempo finale t
- $\epsilon_{cs}(t, t_0) = 0.00025$ = deformazione per ritiro nello stesso intervallo di tempo
- $\chi(t, t_0) = 0.8$ = coeff. di invecchiamento

Prima di poter assegnare i dati della trave è stato necessario creare il file della sezione corrente della trave denominato ESEMPIO_8_GHALI.sez. Nel corso dell'input di questa sezione vanno inseriti i dati geometrici, meccanici e reologici finora elencati (nonché un momento fittizio qualsiasi). Una volta salvato il file della sezione è stato creato un nuovo file di calcolo, qui denominato ESEMPIO_8.sez, in



Geostru Software – Validazione codice di calcolo

RC-SEC

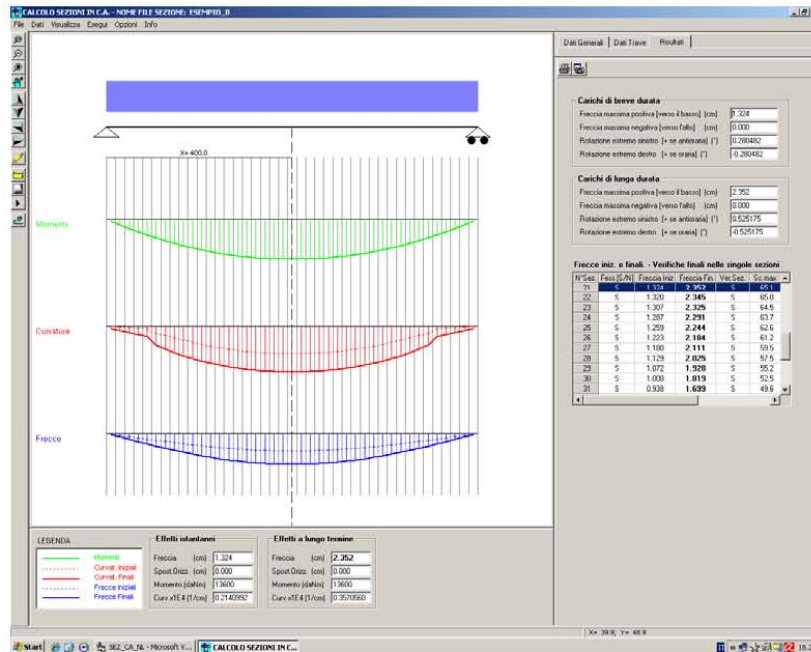
cui una volta assegnata la tipologia del calcolo delle frecce in campata singola vanno effettuate le seguenti scelte:

- Tipologia della combinazione di carico di esercizio: quasi permanente
- Tipo di campata: trave su due appoggi
- N° tronchi a sezione costante: 1 (la geometria e l'armatura sono costanti per tutta la lunghezza della trave)
- Passo medio della discretizzazione: 20 cm
- Coppie agli estremi appoggiati della trave: 0 daNm
- Caratteristiche dei singoli tronchi della trave:
 - Nome Sezione: ESEMPIO_8_GHALI.sez
 - Lunghezza tronco: 800 cm
 - $P_y = 1700$ daN/m
 - $N = 0$ daN.

Negli output a video ed a stampa sotto riportati viene indicata, fra l'altro, la freccia massima (in corrispondenza del concio centrale) pari a 2.35 cm identica a quella calcolata testo citato. Si noti come la freccia istantanea pari a 1,32 cm sia circa la metà della freccia differita (quest'ultima calcolata col metodo AAEM).

Oltre a calcolare le frecce nei singoli conci per integrazione delle curvatures il programma ne verifica l'apertura delle fessure e le tensioni normali.

Con questo stesso programma possono essere studiate (con piccolo errore) campate di travi iperstatiche (appartenenti a generici impalcati di edifici) a condizione di assegnare le coppie iperstatiche di estremità. Essendo inoltre possibile assegnare uno sforzo normale costante può essere studiata la deformazione (in un solo piano di inflessione) anche dei pilastri.





Geostru Software - Validazione codice di calcolo

RC-SEC

CALCOLO FRECCHE E VERIFICA SEZIONI DI UNA TRAVE IN C.A.

NOME DEL FILE: ESEMPIO_8

Descrizione Calcolo:
 Tipologia della trave: Trave su due appoggi di estremità
 Numero tronchi a sez. costante: 1
 Passo medio discretizz. trave: 20 cm
 Tipologia combinazione carico: Quasi Permanente
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOM. N. 1 - Classe: C20/25
 Modulo Elastico Normale Ec: 300000 daN/cm²
 Coeff. di Poisson: 0.20
 Resis. media a trazione fctm: 25.00 daN/cm²
 Coeff. Viscosità: 2.50
 Coeff. Ritiro: 0.25 /1000
 Coeff. Invecchiamento: 0.800
 Tensione normale Limite: 90.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite: 0.300 mm

ACCIAIO N. 1 - Tipo: B450C
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Coeff. Aderenza ist. B1*B2: 1.00
 Coeff. Aderenza diff. B1*B2: 0.50
 Tensione normale Sf Limite: 3150.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DEI SINGOLI TRONCHI DELLA TRAVE

N.Tronco Numero progressivo assegnato ai tronchi da sinistra a destra
 Nome Sez. Nome del file della sezione assegnata al tronco
 Lunghezza Lunghezza del tronco [cm]
 Carico un. Carico verticale uniformemente ripartito [daN/m] sul tronco
 [positivo se diretto verso il basso]

N.Tronco	Nome Sezione	Lunghezza	Carico un.
1	ESEMPIO_8_GHA	800.0	1700

FRECCHE - CURVATURE - SPOST. ASSIALI DELLE SINGOLE SEZIONI DELLA TRAVE

N.sez Numero progressivo assegnato alle sezioni da sinistra a destra
 X sez Ascissa progressiva delle sezioni con l'origine nel vincolo di sinistra
 Nome Sez. Nome del file della sezione all'ascissa X sez
 Ver S/N = sezione verificata o meno alle tensioni limite ed a fessurazione
 Fess. S/N = sezione fessurata o con conglomerato interamente reagente
 Fr.Ini Freccia istantanea [cm] all'applicazione del carico [positiva se verso il basso]
 Cur.Ini Curvatura istantanea [1/cm] della sezione all'applicazione del carico
 S.O.Ini Spostamento assiale istantaneo [cm] della sezione all'applicazione del carico
 [positivo se opposto al verso crescente delle ascisse]
 Fr.Fin Freccia [cm] a fenomeni reologici esauriti [positiva se verso il basso]
 Cur.Fin Curvatura [1/cm] della sezione a fenomeni reologici esauriti
 S.O.Fin Spostamento assiale [cm] della sezione a fenomeni reologici esauriti

N.Sez	X sez	Nome Sezione	Ver	Fess.	Fr.Ini	Cur.Ini	S.O.Ini	Fr.Fin	Cur.Fin	S.O.Fin
1	9.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.048	0.0000003	0.000	0.089	0.0000020	0.000
2	29.3	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.143	0.0000008	0.000	0.268	0.0000036	0.000
3	48.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.238	0.0000014	0.000	0.444	0.0000052	0.000
4	68.3	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.333	0.0000019	0.000	0.619	0.0000067	0.000
5	87.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.427	0.0000024	0.000	0.791	0.0000081	0.000
6	107.3	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.520	0.0000063	0.000	0.960	0.0000151	0.000
7	126.8	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.610	0.0000073	0.000	1.124	0.0000181	0.000
8	146.3	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.698	0.0000089	0.000	1.280	0.0000208	0.000
9	165.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.782	0.0000110	0.000	1.429	0.0000231	0.000
10	185.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.863	0.0000127	0.000	1.569	0.0000252	0.000
11	204.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.938	0.0000143	0.000	1.699	0.0000271	0.000
12	224.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.008	0.0000157	0.000	1.819	0.0000288	0.000



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

13	243.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.072	0.0000170	0.000	1.928	0.0000302	0.000
14	263.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.129	0.0000180	0.000	2.025	0.0000315	0.000
15	282.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.180	0.0000189	0.000	2.111	0.0000326	0.000
16	302.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.223	0.0000197	0.000	2.184	0.0000336	0.000
17	322.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.259	0.0000203	0.000	2.244	0.0000344	0.000
18	341.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.287	0.0000208	0.000	2.291	0.0000349	0.000
19	361.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.307	0.0000211	0.000	2.325	0.0000354	0.000
20	380.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.320	0.0000213	0.000	2.345	0.0000356	0.000
21	400.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.324	0.0000214	0.000	2.352	0.0000357	0.000
22	419.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.320	0.0000213	0.000	2.345	0.0000356	0.000
23	439.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.307	0.0000211	0.000	2.325	0.0000354	0.000
24	458.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.287	0.0000208	0.000	2.291	0.0000349	0.000
25	478.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.259	0.0000203	0.000	2.244	0.0000344	0.000
26	497.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.223	0.0000197	0.000	2.184	0.0000336	0.000
27	517.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.180	0.0000189	0.000	2.111	0.0000326	0.000
28	536.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.129	0.0000180	0.000	2.025	0.0000315	0.000
29	556.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.072	0.0000170	0.000	1.928	0.0000302	0.000
30	575.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.008	0.0000157	0.000	1.819	0.0000288	0.000
31	595.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.938	0.0000143	0.000	1.699	0.0000271	0.000
32	614.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.863	0.0000127	0.000	1.569	0.0000252	0.000
33	634.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.782	0.0000110	0.000	1.429	0.0000231	0.000
34	653.7	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.698	0.0000089	0.000	1.280	0.0000208	0.000
35	673.2	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.610	0.0000073	0.000	1.124	0.0000181	0.000
36	692.7	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.520	0.0000063	0.000	0.960	0.0000151	0.000
37	712.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.427	0.0000024	0.000	0.791	0.0000081	0.000
38	731.7	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.333	0.0000019	0.000	0.619	0.0000067	0.000
39	751.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.238	0.0000014	0.000	0.444	0.0000052	0.000
40	770.7	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.143	0.0000008	0.000	0.268	0.0000036	0.000
41	790.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.048	0.0000003	0.000	0.089	0.0000020	0.000

VERIFICA SEZIONI PER TENSIONI NORMALI ED APERTURA DELLE FESSURE

N.sez	Numero progressivo assegnato alle sezioni da sinistra a destra								
X sez	Ascissa progressiva delle sezioni con l'origine nel vincolo di sinistra								
Nome Sez.	Nome del file della sezione all'ascissa X sez								
Ver	S/N = sezione verificata o meno alle tensioni limite ed a fessurazione								
Momento	Momento flettente nella sezione considerata								
Sf.Ass.	Sforzo normale baricentrico[daN] assegnato [+ se di compressione]								
Sc max	Massima tensione [daN/cm²] di compressione nel conglomerato								
Sf min	Massima trazione [daN/cm²] nell'acciaio								
Ap.Fess.	Apertura fessure finale massima [mm] nella sezione								

N.Sez	X sez	Nome Sezione	Ver	Momento	Sf.Ass.	Sc max	Sf min	Ap.Fess.
1	9.8	ESEMPIO_8_GHA	S	655	0	3.27	339.1	0.000
2	29.3	ESEMPIO_8_GHA	S	1917	0	8.05	255.4	0.000
3	48.8	ESEMPIO_8_GHA	S	3115	0	12.59	175.9	0.000
4	68.3	ESEMPIO_8_GHA	S	4247	0	16.88	100.8	0.000
5	87.8	ESEMPIO_8_GHA	S	5315	0	20.93	29.9	0.000
6	107.3	ESEMPIO_8_GHA	S	6319	0	30.16	-1078.8	0.067
7	126.8	ESEMPIO_8_GHA	S	7257	0	34.67	-1240.6	0.092
8	146.3	ESEMPIO_8_GHA	S	8131	0	38.86	-1391.1	0.114
9	165.9	ESEMPIO_8_GHA	S	8940	0	42.75	-1530.6	0.133
10	185.4	ESEMPIO_8_GHA	S	9684	0	46.32	-1658.8	0.150
11	204.9	ESEMPIO_8_GHA	S	10364	0	49.59	-1776.0	0.166
12	224.4	ESEMPIO_8_GHA	S	10979	0	52.54	-1881.9	0.179
13	243.9	ESEMPIO_8_GHA	S	11529	0	55.18	-1976.7	0.191
14	263.4	ESEMPIO_8_GHA	S	12014	0	57.51	-2060.4	0.202
15	282.9	ESEMPIO_8_GHA	S	12435	0	59.53	-2132.9	0.211
16	302.4	ESEMPIO_8_GHA	S	12791	0	61.24	-2194.2	0.218
17	322.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13082	0	62.64	-2244.4	0.225
18	341.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13309	0	63.73	-2283.5	0.229
19	361.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13471	0	64.50	-2311.4	0.233
20	380.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13568	0	64.97	-2328.1	0.235
21	400.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13600	0	65.13	-2333.7	0.236
22	419.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13568	0	64.97	-2328.1	0.235
23	439.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13471	0	64.50	-2311.4	0.233
24	458.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13309	0	63.73	-2283.5	0.229
25	478.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13082	0	62.64	-2244.4	0.225
26	497.6	ESEMPIO_8_GHA	S	12791	0	61.24	-2194.2	0.218
27	517.1	ESEMPIO_8_GHA	S	12435	0	59.53	-2132.9	0.211
28	536.6	ESEMPIO_8_GHA	S	12014	0	57.51	-2060.4	0.202
29	556.1	ESEMPIO_8_GHA	S	11529	0	55.18	-1976.7	0.191



GeoSTRU Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

30	575.6	ESEMPIO_8_GHA	S	10979	0	52.54	-1881.9	0.179
31	595.1	ESEMPIO_8_GHA	S	10364	0	49.59	-1776.0	0.166
32	614.6	ESEMPIO_8_GHA	S	9684	0	46.32	-1658.8	0.150
33	634.1	ESEMPIO_8_GHA	S	8940	0	42.75	-1530.6	0.133
34	653.7	ESEMPIO_8_GHA	S	8131	0	38.86	-1391.1	0.114
35	673.2	ESEMPIO_8_GHA	S	7257	0	34.67	-1240.6	0.092
36	692.7	ESEMPIO_8_GHA	S	6319	0	30.16	-1078.8	0.067
37	712.2	ESEMPIO_8_GHA	S	5315	0	20.93	29.9	0.000
38	731.7	ESEMPIO_8_GHA	S	4247	0	16.88	100.8	0.000
39	751.2	ESEMPIO_8_GHA	S	3115	0	12.59	175.9	0.000
40	770.7	ESEMPIO_8_GHA	S	1917	0	8.05	255.4	0.000
41	790.2	ESEMPIO_8_GHA	S	655	0	3.27	339.1	0.000

10.2 ALLEGATO 2 VALIDAZIONE PRO_MST

Test di validazione di PRO_MST

Ferrara, Aprile 2009

Pagina 983

Parte 1: INQUADRAMENTO TEORICO

NTC 2018 – CODICI DI CALCOLO: AFFIDABILITA'

Premessa

Le norme tecniche contengono precise indicazioni per la redazione dei progetti esecutivi. In particolare la relazione di calcolo, atta a dimostrare numericamente la sicurezza dell'opera e il raggiungimento delle prestazioni attese, deve essere redatta secondo quanto prescritto nei paragrafi 10.2 e successivi. Qualora analisi e verifiche siano svolte con l'ausilio dell'elaboratore elettronico dovranno essere fornite, tra l'altro, indicazioni quali "origine e caratteristiche dei codici di calcolo" e "affidabilità dei codici utilizzati".

Il presente manuale, che documenta in modo esaustivo l'affidabilità del codice di calcolo PRO_MST, come richiesto dalle norme riporta nella parte prima la documentazione sull'inquadramento teorico della metodologia di calcolo e sull'impostazione generale della sua traduzione numerica e nella parte seconda una raccolta di casi prova che consentono il controllo e il riscontro sull'affidabilità e sulla robustezza del codice di calcolo PRO_MST.

Il presente manuale, in vari formati elettronici, è reperibile anche sul sito del produttore per consentire un collegamento diretto (link) (<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>) dalla relazione di calcolo alla documentazione richiesta dalle norme tecniche.

Introduzione

Dal 1 Dicembre 1999 2S.I ha prodotto un manuale di qualità funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001. Tutte le attività sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute.

In relazione al controllo e al riscontro sull'affidabilità e sulla robustezza dei prodotti software si sottolinea quanto segue:

- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;
- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.

Parte 1 – Inquadramento teorico delle metodologie di calcolo

Una estesa trattazione sulla teoria è riportata nel presente manuale.

Parte 2 – Raccolta di casi prova

Per il controllo e il riscontro sull'affidabilità e sulla robustezza del codice di calcolo PRO_MST è fornita una raccolta di casi prova come richiesto dalle norme tecniche.

Di ogni caso si riporta una precisa descrizione con tutti i dati necessari per riprodurre i controlli effettuati. Per ogni caso si riportano i relativi allegati e i riferimenti all'archivio dati. I risultati ottenuti con il codice di calcolo PRO_MST sono confrontati con i risultati ottenuti dalle diverse fonti riportate in bibliografia (calcoli manuali, soluzioni teoriche, soluzioni ottenute con altri codici di calcolo). Le differenze percentuali tra i risultati:

$$\text{Differenza percentuale (DP)} = 100 \cdot [(\text{risultato PRO_MST} / \text{risultato indipendente}) - 1]$$

sono riportate in forma tabellare per una agevole consultazione adottando la seguente scala di valutazione:

se	$0\% \leq DP < 0.1\% \rightarrow$	risultati PRO_MST in perfetto accordo con risultati indipendenti;
se	$0.1\% \leq DP < 5\% \rightarrow$	risultati PRO_MST in ottimo accordo con risultati indipendenti;
se	$5\% \leq DP < 10\% \rightarrow$	risultati PRO_MST in buono accordo con risultati indipendenti.

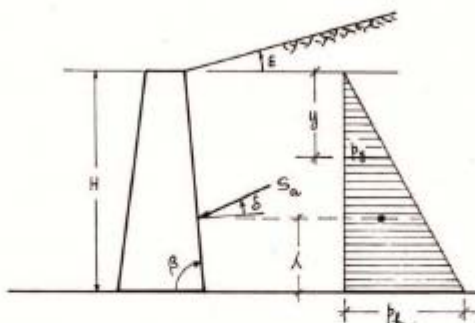
Parte 1 - INQUADRAMENTO TEORICO

Spinta delle terre

Vengono inizialmente fornite le formule della spinta attiva indotta in uno strato omogeneo di terra spingente sul paramento interno del muro, secondo le teorie più accreditate:

- di COULOMB
- di RANKINE

Si consideri un muro generico con paramento interno inclinato, rispetto all'orizzontale, di un angolo β qualsiasi, soggetta alla spinta di un masso di terra omogeneo e isotropo, delimitato superiormente da una superficie piana inclinata dell'angolo ϵ rispetto alla orizzontale.



Se si indica con:

- ϕ = angolo di attrito interno della terra;
- γ = peso specifico della terra, costante da 0 ad H;
- β = inclinazione del paramento interno, positiva in senso orario;
- ϵ = inclinazione del terreno a tergo del muro, positivo in senso antiorario
- δ = inclinazione della spinta rispetto alla normale al paramento, positiva in senso antiorario;
- λ = altezza del punto di applicazione della spinta, rispetto al piede del muro;
- H = altezza del muro,

risulta:

- pressione a profondità generica y $py = \gamma y$
- pressione al piede del muro $ph = \gamma H$
- spinta unitaria al piede $sh = phKa = \gamma H Ka$
- spinta complessiva sul muro $Sa = \frac{1}{2} shH = \frac{1}{2} \gamma H^2 Ka$

in cui Ka è il **coefficiente di spinta attiva**, variabile con il metodo di calcolo utilizzato, mediante il quale si tiene conto delle variabili precedentemente indicate.

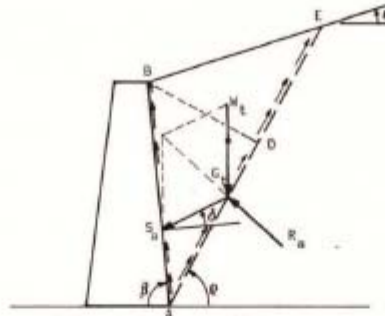
Teoria di Coulomb

La teoria di Coulomb, estesa analiticamente da Muller-Breslau ai casi più generali, è basata sulle seguenti ipotesi:

- suolo elastico, isotropico e omogeneo;
- superficie di rottura AE piana;
- superficie superiore BE del cuneo di spinta piana;
- forze di attrito uniformemente ripartite sul piano di rottura;
- massa del terreno in equilibrio plastico al momento della rottura;
- in conseguenza dello spostamento del muro, all'atto della rottura nasce una forza di attrito tra terra e muro, per cui la spinta risulta inclinata di un angolo δ rispetto alla normale al paramento.

Nella figura sopra riportata si adottano i seguenti termini:

- ABE** = cuneo di spinta
- Wt** = peso del cuneo di spinta, passante per Gt
- Ra** = resistenza di attrito sul piano di rottura
- Sa** = spinta risultante, inclinata di δ sulla normale



Il massimo valore di S_a si ottiene secondo la teoria di Coulomb dalla seguente espressione:

$$S_{\max} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \varepsilon)} \right]^2}$$

dove:

$$K_{ac} = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \varepsilon)} \right]^2}$$

rappresenta il **coefficiente di spinta attiva di Coulomb**.
 L'espressione sopra riportata assume la forma usuale:

$$S_{ac} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ac}$$

Per il calcolo della **spinta passiva** in assenza di coesione si impiega la seguente espressione:

$$S_{pc} = \frac{1}{2} \gamma h_p^2 K_{pc}$$

dove:

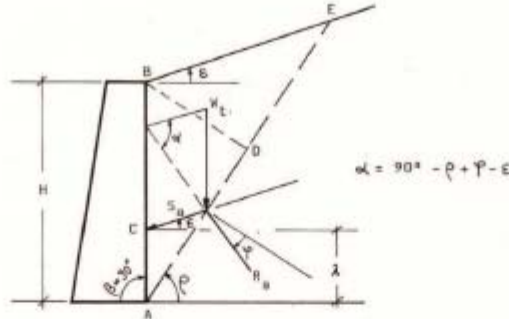
$$K_{pc} = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \sin(\beta + \varepsilon)} \right]^2}$$

rappresenta il **coefficiente di spinta passiva di Coulomb** e h_p rappresenta l'altezza su cui agisce la resistenza passiva del terreno.

Teoria di Rankine

Rankine pur partendo da criteri simili a quelli di Coulomb, introduce le seguenti variazioni:

- a) suolo in equilibrio plastico, secondo la teoria di Mohr;
- b) assenza di attrito tra terra e muro all'atto della rottura;
- c) superficie di rottura piana, con forze di attrito uniformemente ripartite;
- d) paramento interno verticale;
- e) superficie del terreno piana, inclinata di un angolo ε rispetto alla orizzontale.



La spinta di Rankine è inclinata dell'angolo ε rispetto alla orizzontale per C e dista $H/3$ dal piede.
 Per determinare S_{ar} occorre conoscere il **coefficiente di spinta attiva di Rankine**:

$$K_{ar} = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}$$

che fornisce gli stessi valori di K_{ac} di Coulomb-Muller-Breslau per $\beta = 0$ e $\beta = 90^\circ$.
 Sostituendo il valore di K_{ar} nella espressione riportata di seguito:

$$S_{ar} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ar}$$

si ottiene il valore massimo della spinta attiva.
 Per determinare S_p occorre conoscere il **coefficiente di spinta passiva di Rankine**:

$$K_{pr} = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}$$

Sostituendo il valore di K_{pr} nella espressione riportata di seguito:

$$S_{pr} = \frac{1}{2} \gamma p^2 K_{pr}$$

si ottiene il valore massimo della spinta passiva.
 La teoria di Rankine fornisce soluzioni equilibrate e compatibili, pienamente giustificate dal calcolo a rottura nel caso di spinta attiva entro i seguenti limiti:

$$\beta = 90^\circ \quad \varepsilon < \varphi \quad \delta = 0^\circ$$

Spinta in presenza di acqua

La presenza di acqua a tergo del muro altera più o meno profondamente i valori della spinta, ed è quindi indispensabile tenerne conto nei calcoli.

Nel caso di uno strato di terreno omogeneo a monte del muro con la presenza di una falda, se si indica con:

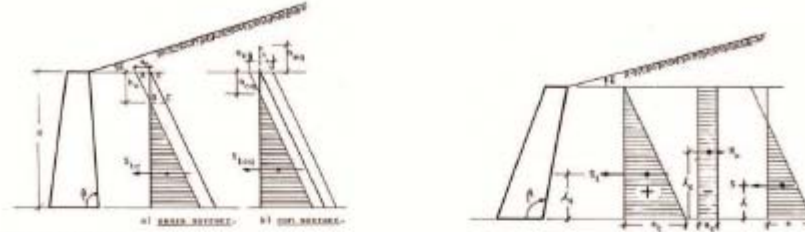
S_{hi} = Componente orizzontale della spinta attiva

S₁ = Spinta dovuta allo strato 1 sovrastante il terreno sommerso

S₂ = Spinta dello strato strato 2 per l'effetto del carico dovuto allo strato 1 sovrastante

S₃ = Spinta dello strato 2 (terreno immerso)

S₄ = Spinta idrostatica



λ_i = ordinata della spinta lesima
 si ottiene, sommando gli effetti e introducendo la componente orizzontale Sh_1 dello strato non immerso, una spinta totale pari a:

$$S_i = Sh_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

con punto di applicazione a:

$$\lambda = \frac{Sh_1\lambda_1 + S_2\lambda_2 + S_3\lambda_3 + S_4\lambda_4}{S_i}$$

Effetti della coesione

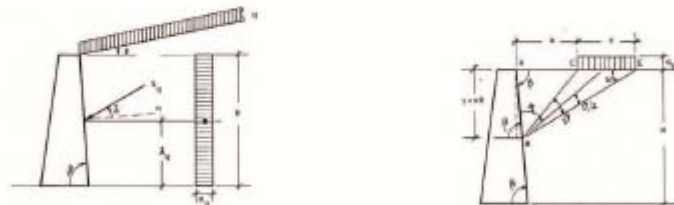
Nei terreni dotati di coesione si manifesta, all'atto della rottura, una resistenza di segno opposto alla spinta attiva, che è costante per tutta l'altezza del muro in assenza di fessure nello strato superficiale del terreno di monte. Indicando con K_a il coefficiente di spinta attiva, risulta una spinta complessiva pari a:

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a - 2CH\sqrt{K_a}$$

Tuttavia, per tenere conto del possibile annullamento della resistenza a taglio del terreno fino ad una profondità h_c per la presenza di lesioni superficiali più o meno profonde nel terreno, occorre introdurre un termine correttivo che annulli l'effetto della coesione nello strato fessurato.

Definita con h_{cq} la profondità della trancia instabile è possibile ottenere in presenza di sovraccarico ripartito q la spinta complessiva.

La spinta complessiva per il terreno dotato di coesione, in presenza di sovraccarico q e tenendo conto della trancia instabile, si scrive come:



$$S_{tcq} = 1/2 \gamma H^2 K_a - 2CH\sqrt{K_a} + \frac{(2C\sqrt{K_a} - qWK_a)^2}{2\gamma K_a} + qWHK_a$$

dove:
$$W = \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \epsilon)}$$

che si applica ad una distanza dal piede del muro pari a:

$$\lambda_{tcq} = \frac{1}{3}(H - h_{cq})$$

Effetti del sovraccarico

Nel calcolo della spinta attiva è possibile tenere conto del contributo fornito da un sovraccarico presente sul terreno di monte.

Vengono considerati i seguenti sovraccarichi:

- > uniformemente ripartito
- > nastriforme

Nel calcolo della spinta passiva dovuta al terreno di valle non viene tenuto conto del contributo dovuto al sovraccarico.

Carico uniformemente ripartito

Con riferimento alla figura seguente, la pressione è costante per tutta l'altezza del muro. Il conseguente diagramma delle pressioni è rettangolare, con baricentro a metà altezza.

Nella pratica di calcolo si è trasformato il sovraccarico q in altezza di terra equivalente:

$$heq = \frac{qW}{\gamma}$$

che viene introdotta nella formula complessiva della spinta del terreno e del sovraccarico:

$$Stq = 1/2 \gamma H^3 Ka \left(1 + \frac{2heq}{H}\right)$$

Carico nastriforme

Questo tipo di sovraccarico (che riveste particolare importanza nel settore stradale) viene considerato mediante la soluzione di Terzaghi.

La pressione alla profondità generica y è espressa dalla:

$$py = \frac{2qnW}{\pi} (\theta - \sin\theta \sin 2\eta)$$

Effetti del sisma

Gli effetti del sisma possono essere considerati attraverso un'analisi pseudo-statica eseguita nel rispetto di una delle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" comma D intitolato "Opere di sostegno dei terreni."
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" allegato 4 intitolato "Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni"

Verifica secondo il D. M. 1996

> Calcolo dell'incremento di spinta

Se si indica con S ($S = 6, 9, 12$) il **grado di sismicità** della zona, definito da uno dei tre valori riportati, il coefficiente di intensità sismica da introdurre nei calcoli è espresso come:

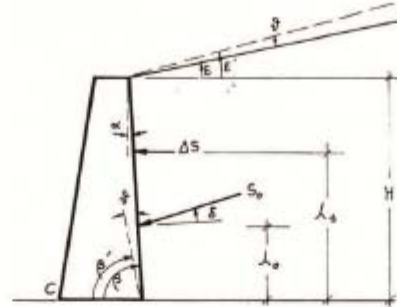
$$C = \frac{S-2}{100}$$

Inoltre definite le quantità:

F_0 = spinta esercitata dal terreno in condizioni statiche;

$\alpha = 90^\circ - \beta$ inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale, positivo in senso orario;

β = inclinazione del terreno, positiva se antioraria;

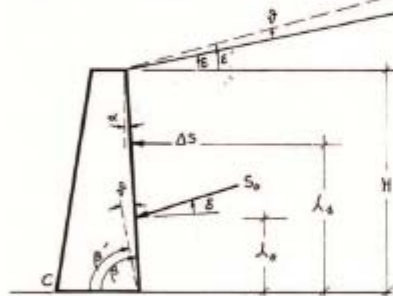


$$A = \frac{\cos^2(\alpha + \theta)}{\cos^2 \alpha \cos \theta}$$

si calcola la spinta con il metodo di Coulomb, tenendo conto di eventuali sovraccarichi e/o della eventuale coesione per i seguenti valori angolari modificati:

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \alpha' = \alpha + \theta \quad \beta' = \beta - \theta$$

che corrisponde ad una rotazione uguale a θ del sistema muro-massa spingente intorno al centro C di rotazione e verso l'esterno.



La spinta sismica si ottiene da:

$$F_s = A F' \quad \text{dove} \quad F' = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

una volta noto F' , ed il conseguente incremento di spinta si ottiene come:

$$\Delta F = F_s - F_0$$

che passa ad una distanza dal piede $\lambda_s = \frac{2}{3} H$.

➤ **Forza d'inerzia**

Se si indica con Gm il peso del muro per unità di lunghezza, si indica con:

$$F_i = CGm$$

la forza d'inerzia per unità di lunghezza del muro.

➤ **Sovraccarico**

Se è presente un sovraccarico q uniformemente ripartito, si trasforma lo stesso in altezza di terra equivalente e si procede nel modo già visto. Se agisce un altro tipo di carico, oltre alla spinta statica viene determinata anche una spinta dinamica introducendo il valore W' ottenuto esprimendo il parametro W in funzione degli angoli β' e ε' :

$$W' = \frac{\sin \beta'}{\sin(\beta' + \varepsilon')}$$

Verifica secondo l'Ordinanza 3274

➤ **Calcolo della spinta**

Se si indica con:

S il fattore di sito, che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione;

ag l'accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

r il fattore di riduzione;
 i coefficienti sismici orizzontale (kh) e verticale (kv) da introdurre nei calcoli sono espressi come:

$$kh = S \frac{ag}{g} \frac{1}{r} \quad kv = 0,5 kh$$

La risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno si scrive come:

$$Ed = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm kv) KH^2 + Ews$$

dove: H è l'altezza del muro;
 Ews è la spinta idrostatica;
 γ^* è il peso specifico del terreno (definito in seguito);
 K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico);

e viene applicata a metà altezza del muro in assenza di studi più dettagliati che prendano in considerazione la rigidità relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, o ad un terzo dell'altezza del muro nel caso in cui lo stesso sia libero di ruotare intorno al piede.

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, che per stati di spinta attiva assume la forma:

$$\varepsilon \leq \phi - \theta: \quad K = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\sin(\beta - \theta - \delta) \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\varepsilon > \phi - \theta: \quad K = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta - \delta)}$$

mentre per stati di spinta passiva si esprime come:

$$K = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \beta \sin(\beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\sin(\beta + \varepsilon) \sin(\beta + \theta)}} \right]^2}$$

La formula per stati di spinta passiva deve essere in generale usata nel caso di muro a parete verticale ($\beta = 90^\circ$). Per definire l'angolo θ e il peso specifico γ^* è necessario distinguere i due casi di presenza e assenza di falda.

Livello di falda al di sotto del muro di sostegno

$$\gamma^* = \gamma \text{ peso specifico del terreno} \quad \tan \theta = \frac{kh}{1 \pm kv}$$

Terrano impermeabile in condizioni dinamiche al di sotto del livello di falda

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad \tan \theta = \frac{kh}{1 \pm kv}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;
 γ_w è il peso specifico dell'acqua.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, per le quali è necessario considerare il terreno in stato di riposo, e averti muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta Pd = S \frac{ag}{g} \gamma H^2$$

con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro.

➤ **Forza d'inerzia**

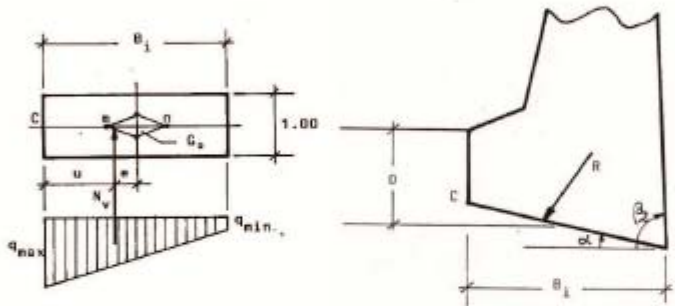
L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici precedentemente definiti: la componente verticale dell'azione sismica viene considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli. Se si indica con Gm il peso del muro per unità di lunghezza, si indicano con:

$$F_{iO} = kh Gm \quad F_{iV} = \pm kv Gm$$

le componenti della forza d'inerzia per unità di lunghezza del muro.

Pressione limite

La capacità portante limite del terreno sul quale è appoggiata la fondazione del muro può essere calcolata con la formula generalizzata di J. BRINCH-HANSEN.



Indicando con:

- D = profondità media del piano di fondazione;
- Ci = coesione dello strato di fondazione;
- γ_i = peso specifico dello strato di fondazione;
- ϕ_i = angolo d'attrito dello strato di fondazione;
- q = carico totale (terra + eventuale sovraccarico permanente) agente sul terreno antistante il muro;
- Bi = larghezza della fondazione;
- α = inclinazione del piano di fondazione, positiva se A è a profondità maggiore di C;
- β_2 = inclinazione del paramento interno del muro;

la **portanza unitaria limite** è fornita dalla seguente equazione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_i B (N_\gamma S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma) + C_i (N_c S_c d_c i_c b_c g_c) + q_i (N_q S_q d_q i_q b_q g_q)$$

nella quale i termini entro parentesi sono calcolabili come segue:

- a) Larghezza ridotta per l'eccentricità del carico:

$$\bar{B} = Bi - 2e$$

- b) Fattori di capacità portante:

$$N_q = e^{N \tan \phi_i} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi_i$$

$$N_y = 1.5 + 2(N_q + 1) \tan g \varphi_i$$

- c) Fattori di forma
 Per fondazioni rettangolari con $L > B$ si assume:

$$S_y = 1 - 0.4 \frac{\bar{B}}{L}$$

$$S_q = 1 + \frac{\bar{B}}{L} \tan g \varphi_i$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q \bar{B}}{N_c L}$$

- d) Fattori di profondità

Per $D \leq \bar{B}$:

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan g \varphi_i (1 - \sin \varphi_i)^2$$

Per $D > \bar{B}$:

$$d_q = 1 + 2 \tan g \varphi_i (1 - \sin \varphi_i)^2 \tan g^{-1} \left(\frac{D}{\bar{B}} \right)$$

In entrambi i casi:

$$d_v = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan g \varphi_i}$$

- e) Fattori per l'inclinazione della risultante:

Posto:

$$F_h = (S_{ah} - S_{ph}) \cos \alpha \quad F_v = N_y$$

(S_{ah} , S_{ph} sono rispettivamente la componente orizzontale della spinta attiva e passiva), si assume secondo VESIC:

$$m = \frac{2 + \bar{B}/L}{1 + \bar{B}/L}$$

$$i_y = \left[1 - \frac{F_h}{F_v + \bar{B} L C_i \operatorname{ctg} \varphi_i} \right]^{m+1} \quad (\text{per } F_v \text{ vedi figura precedente})$$

$$i_q = \left[1 - \frac{F_h}{F_v + \bar{B} L C_i \operatorname{ctg} \varphi_i} \right]^m \quad (\text{per } F_v \text{ vedi figura precedente})$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan g \varphi_i}$$

- f) fattori per l'inclinazione della fondazione ($\alpha > 0$):

$$b_y = (1 - \alpha \tan g \varphi)^2 \quad \alpha \text{ in radianti}$$

$$b_y = b_q$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_y}{N_y \tan g \varphi}$$

g) fattori per l'inclinazione del piano di campagna ($\omega > 0$):

$$g_y = (1 - \tan g \omega)^2$$

$$g_y = g_q \quad (\omega \text{ in radianti})$$

$$g_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

L'espressione generalizzata si semplifica notevolmente nei casi seguenti:

Terreni privi di coesione

Si possono includere in questa categoria anche i terreni dotati di piccoli valori della coesione e con un angolo di attrito $> 20^\circ$.

In tal caso, ponendo con sufficiente approssimazione ai fini tecnici: $C_i = 0$ l'espressione generale diviene:

$$q \lim = \frac{1}{2} \gamma_i \bar{B} (N_y S_y i_y b_y g_y) + q_i (N_q S_q d_q i_q b_q g_q)$$

I vari fattori assumono i valori già visti.

Terreni dotati di sola coesione

Qualora C_i assuma valori di rilievo e l'angolo d'attrito φ_i sia inferiore a $12-15^\circ$, si può considerare il terreno come eminentemente coesivo ed operare le variazioni che seguono:

$$q \lim = q_i + C_u N_c^o S_c^o d_c^o i_c^o b_c^o g_c^o$$

nella quale:

C_u = valore ultimo sperimentale della coesione in condizioni non drenate: $C_u \approx cf$.

Si pone, di norma: $C_u = 3/4 cf$

$$N_c^o = 2 + \pi \quad \text{è il fattore di capacità portante}$$

$$q_i = \gamma_i D \quad \text{è il peso unitario del terreno anteriore}$$

fattore di forma:

$$S_c^o = 1 + 0.2 \frac{\bar{B}}{L}$$

fattore di profondità:

$$d_c^o = 1 + 0.4 \frac{D}{B} \quad \text{se } D \leq \bar{B}$$

$$d_c^o = 1 + 0.4 \tan g^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad \text{se } D > \bar{B}$$

Fattore di inclinazione del carico:

$$m = \frac{2 + \bar{B}/L}{1 + \bar{B}/L}$$

$$i_c^o = 1 - \frac{mH}{BLC_u N_c^o}$$

Fattore d'inclinazione del piano di posa

$$b_c^o = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2} \quad (\text{in radianti})$$

Fattore di inclinazione del piano di campagna

$$g_c^o = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2} \quad (\text{in radianti})$$

e inoltre, posto:

$$N_y^o = -2 \sin \omega$$

$$S_y^o = 1 - 0.4 \bar{B}/L$$

occorre aggiungere nell'espressione di qlim l'ulteriore termine:

$$T_w = \frac{1}{2} \gamma_1 \bar{B} N_y^o S_y^o$$

Sollecitazione sui pali di fondazione

La determinazione delle sollecitazioni sui pali viene realizzata mediante l'impiego della nota formula di Navier:

$$N_i = \frac{PA_i}{\sum A_i} \pm M_x \frac{x_i A_i}{\sum A_i x_i^2}$$

Il calcolo effettuato è di tipo iterativo e permette di tenere conto della resistenza a trazione dei pali.

Nel caso tutti i pali risultino compressi, il programma effettua un unico ciclo e quindi determina le sollecitazioni con la formula riportata sopra.

Nel caso in cui siano presenti pali tesi è possibile procedere nei seguenti modi:

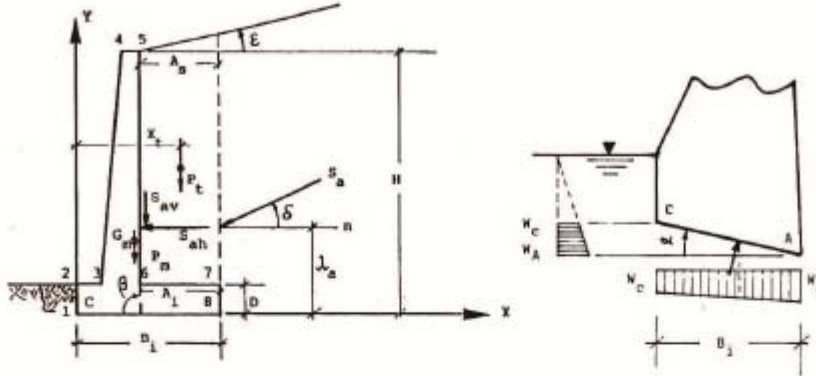
1. trascurare la resistenza a trazione dei pali (0 %):
 il programma procede con cicli successivi per il calcolo dei parametri geometrici e delle sollecitazioni, trascurando i pali che risultano in zona tesa.
2. considerare una percentuale di resistenza a trazione dei pali (n %):
 il programma procede con cicli successivi per il calcolo dei parametri geometrici e delle sollecitazioni, tenendo conto della presenza dei pali tesi, la cui resistenza a trazione viene considerata in base alla percentuale assegnata.

Verifiche di stabilità

Le verifiche che vengono effettuate su muri a gravità e a mensola riguardano:

- ✓ la sicurezza alla traslazione (slittamento verso valle)
- ✓ la sicurezza alla rotazione (ribaltamento)
- ✓ la sicurezza alla rottura del terreno di fondazione

Muri a mensola



Equilibrio alla traslazione

La verifica consiste nell'accertare che la forza S_{ah} non provochi lo scorrimento del piano di appoggio della fondazione sul terreno.

Lo sforzo normale complessivo assume il valore:

$$N = (Pm + Pt + Sav) \cos \alpha + S_{ah} \sin \alpha - \frac{WmBi}{\cos \alpha}$$

mentre il coefficiente di sicurezza alla traslazione diviene nel caso generico di fondazione inclinata:

$$Kt = \frac{\left[(Pm + Pt + Sav) \cos \alpha + S_{ah} \sin \alpha - \frac{WmBi}{\cos \alpha} \right] f + \frac{Cbi}{\cos \alpha}}{S_{ah} \cos \alpha} \geq 1.5$$

dove

$$\frac{WmBi}{\cos \alpha}$$

rappresenta la sottospinta idrostatica in presenza di falda, che consente la soluzione del problema.

Equilibrio alla rotazione

Si deve accertare che il muro non ruoti attorno al punto C; quindi è necessario effettuare un confronto tra i momenti di rovesciamento e i momenti di stabilità.

Momento di rovesciamento:

$$Mr1 = S_{ah} \lambda a$$

$$Mr2 = \frac{WmBi d_i}{\cos \alpha} \quad (\text{di} = \text{braccio della sottospinta idrostatica})$$

Momenti di stabilità:

$$Ms1 = Pm x b \quad \text{momento dovuto al peso del muro}$$

$$Ms2 = Sav Bi \quad \text{momento dovuto alla componente della Spinta}$$

$$Ms3 = Pt x t \quad \text{momento dovuto al peso del terreno sulla ciabatta di fondazione}$$

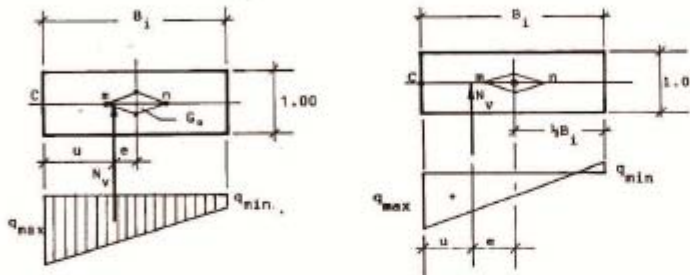
Da cui il **coefficiente di sicurezza al ribaltamento** si ottiene come:

$$Kr = \frac{Pmxb + SavBi + Ptct}{Sah\lambda a + \frac{WmBidl}{\cos\alpha}} \geq 1.5$$

Verifica della portanza del terreno

La verifica viene eseguita come dettato dal D.M. LL.PP. 11/03/88 "Nuove norme tecniche per terreni, opere di sostegno e fondazioni" al punto D.4.4, che prescrive che la verifica deve essere eseguita "tenendo conto dell'inclinazione ed eccentricità della risultante delle forze trasmesse dal muro al terreno di fondazione. Il coefficiente di sicurezza non deve risultare minore di 2."

Il programma scompone la risultante delle forze secondo le direzioni normale e tangenziale al piano di fondazione ed esegue il rapporto con la risultante della pressione limite applicata alla larghezza della base effettivamente reagente, che può risultare inferiore alla larghezza geometrica perché ridotta per effetto dell'eccentricità del carico.



Il coefficiente di sicurezza Kq risulta:

$$Kq = \frac{B q_{im}}{Nv} \quad (\text{verificato se maggiore di 2})$$

dove:

B = larghezza della base effettivamente reagente.

q_{im} = pressione limite che può essere fornita introducendo direttamente il valore desunto dalla relazione geognostica od in alternativa calcolata dal programma secondo la formula di J.BRINCH-HANSEN (1) (vedi paragrafo seguente).

Nv = componente normale al piano di fondazione delle forze trasmesse dal muro.

Per completezza il programma calcola l'andamento delle pressioni fornendo i valori minimo e massimo ed eseguendo un'ulteriore controllo, segnalando il valore negativo di verifica se maggiore di q_{im} .

La verifica consiste nell'accertarsi che la pressione di contatto muro-terreno non superi la pressione ammissibile. Indicando con:

ΣMr = somma dei momenti di rovesciamento

ΣMs = somma dei momenti stabilizzanti

Nv = somma delle forze perpendicolari alla superficie della fondazione

definiamo:

$$u = \frac{\Sigma Ms - \Sigma Mr}{Nv} \quad \text{ed} \quad e = \frac{Bi}{2} - u$$

da cui se

$$e \leq \frac{Bi}{6}$$

il centro di pressione risulta interno al terzo medio per cui le pressioni sul terreno si calcolano con la nota formula:

$$q = \frac{Nv \cos \alpha}{Bi} \left(1 \pm \frac{6e \cos \alpha}{Bi} \right)$$

e vanno confrontate con la pressione ammissibile del terreno di fondazione.

Nel caso il centro di pressione risulti esterno al terzo medio (generando modeste tensioni di trazione), la pressione sul terreno si calcola impiegando la consueta formula:

$$q = \frac{2Nv}{3uBi}$$

Verifica di stabilità globale

Il calcolo è realizzato con il **metodo di Janbu**

Il metodo di Janbu assume arbitrariamente la posizione dei punti di applicazione delle risultanti degli sforzi normali in corrispondenza delle linee di separazione fra le strisce e lungo le intersezioni di queste ultime con la curva di rottura. In tal modo non è soddisfatto l'equilibrio dei momenti dell'ultima striscia, avendo imposto una condizione sovrabbondante rispetto a quelle strettamente necessarie per la soluzione.

L'errore tuttavia si mantiene piccolo, ed influenza solo la posizione della line of thrust incidendo poco sul valore del coefficiente di sicurezza.

Tale metodo può essere adoperato per superfici circolari ed irregolari consentendo una buona velocità di calcolo.

Teoria del metodo di Janbu (completo)

La principale ipotesi del metodo di Janbu è quella di considerare noti i punti di applicazione delle forze di interstriscia orizzontali. Questo metodo consente l'analisi di stabilità per qualsiasi forma della superficie di rottura.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Janbu completo si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum_1^n \left(\frac{c_i b_i + (W_i - \Delta X_i - u_i l_i) \tan \phi}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi}{F}} \right) b_i (1 + \tan^2 \alpha_i)}{(E_a - E_b) + \sum_1^n [(W_i - \Delta X_i) b_i \tan \alpha_i]}$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia l_{base} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia l_{base}, c_i e φ_s sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia, E_a ed E_b rappresentano le eventuali forze orizzontali agli estremi della superficie di scorrimento analizzata, ΔX_i è la variazione delle forze di taglio di interstriscia. La soluzione del problema avviene per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per F da inserire nel secondo membro dell'espressione in modo da determinare un secondo valore dall'espressione. L'iterazione va avanti finché i valori del coefficiente calcolati in due passi di iterazione successivi risultano coincidenti.

11. SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P

STUDIO CORONA S.r.l.

ECOPLAN S.r.l.

I.T. S.r.l.

E&G S.r.l.

CONSORZIO UNING

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

SETAC S.r.l.

ING. RENATO DEL PRETE

DOTT. DANILO GALLO
