

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

HR05

H - PROGETTO STRUTTURALE - OPERE PRINCIPALI

HR - CV19 - CAVALCAVIA SVINCOLO n°10

RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA - PALI DI FONDAZIONE SPALLE

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LO203 E 2301

NOME FILE

HR05_P03CV19STRRE04_A.PDF

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. P03CV19STRRE04

A

-

C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2023	ING. STEFANIA RUGGIERI	ING. GAETANO RANIERI	ING. FABRIZIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. MATERIALI	4
3.1 CALCESTRUZZO	4
3.2 ACCIAIO	11
4. PARAMETRI GEOTECNICI	12
4.1 SCAVI E RIEMPIMENTI	14
5. AZIONE SISMICA	15
6. SPALLA	20
7. PALI	21
7.1 SOLLECITAZIONI AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE	21
7.1.1 GEOMETRIA DELLA PALIFICATA	21
7.1.2 COMBINAZIONI SLU	22
7.1.3 COMBINAZIONE SISMICA	23
7.1.4 COMBINAZIONI SLE	25
7.2 CRITERI DI VERIFICA	31
7.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE	33
7.4 CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE	36
7.5 CEDIMENTI	42
7.6 SOLLECITAZIONI SUL PALO	43
7.7 VERIFICA STRUTTURALE PALO	52
7.7.1 VERIFICA IN TESTA AI PALI	52
7.7.2 VERIFICA PER LA RIDUZIONE DI ARMATURA –TRATTO 1	55
7.7.2 VERIFICA PER LA RIDUZIONE DI ARMATURA –TRATTO 2	59
8. ALLEGATO: TABULATI CALCOLO CEDIMENTI	64
9. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E VERIFICHE SVOLTE	71
9.1 PROGRAMMA RC-SEC	72
9.2 PROGRAMMA GROUP	96
9.2.1 INTRODUZIONE	96
9.2.2 VALIDAZIONE DATI OUTPUT	96
9.2.3 LETTERATURA E APPLICAZIONI	97
10. SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P	98

1. PREMESSA

Si considera un'opera di scavalco 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.

La sede stradale della carreggiata ha una larghezza di 8.50 m; su entrambi i cigli sono presenti cordoli realizzati con un ringrosso della soletta, della larghezza di 1.25 m; a questi cordoli sono ancorati, a mezzo di tirafondi, le barriere metalliche bordo ponte in acciaio e le reti metalliche di protezione.

L'impalcato é realizzato con 4 travi prefabbricate a cassone tipo UH110, poste ad interasse 1.82 m.

Le travi, calcolate in semplice appoggio, sono caratterizzate da un'altezza di 1.10 m e una luce di calcolo 23.00 m, vengono solidarizzate in opera con una soletta collaborante dello spessore di 0.25 m, traversi in testata e due in campata dello spessore di 0.40 m.

Il peso della soletta e dei sovraccarichi permanenti si suddivide tra le varie travi proporzionalmente alle rispettive larghezze di soletta collaborante.

I carichi accidentali sono quelli previsti dal regolamento per ponti stradali D.M. 17 gennaio 2018; essi si ripartiscono fra le travi mediante il metodo di Massonnet-Guyon, i cui parametri flessionale e torsionale sono calcolati facendo riferimento alle caratteristiche statico-geometriche della sezione di solo calcestruzzo di una trave interna, con la rispettiva soletta collaborante.

Le verifiche di stabilità si svolgono sulla trave che risulta complessivamente più sollecitata; le armature così determinate vengono estese a tutte le travi dell'impalcato.

Si tiene conto della diversa classe di calcestruzzo fra trave e soletta, tramite un coefficiente d'omogeneizzazione pari al rapporto tra i rispettivi moduli elastici convenzionali di regolamento.

Le cadute di tensione nell'armatura di precompressione si scontano in parte sulla trave isolata e in parte sulla sezione composta, nelle proporzioni indicate in seguito in sede di verifica tensionale.

Alla sezione d'appoggio, in mancanza di sufficiente lunghezza d'ancoraggio dei trefoli, la verifica a taglio viene condotta in regime di c.a. ordinario.

Si assumono positivi i momenti che tendono le fibre inferiori delle travi e della soletta e le forze di compressione; per quanto riguarda le tensioni sono positive le compressioni.

Le ascisse che individuano le varie sezioni verificate hanno origine nell'asse appoggi.

L'impalcato è sostenuto alle estremità da 2 spalle, costituite da elementi monolitici in c.a.. Le spalle sono costituite da una elevazione principale dello spessore 1.20 m e da una zattera di fondazione rettangolare di spessore di 1.50m.

Le strutture di fondazione del ponte saranno del tipo profondo realizzate mediante pali trivellati di grosso diametro, collegati alla zattera di fondazione.

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".

Nella presente relazione viene riportato il calcolo di verifica dei pali delle spalle dell'opera. Per la verifica dell'impalcato e delle spalle si rimanda alle relazioni specifiche.

Dal punto di vista sismico l'opera ricade nel comune di Albairate (MI).

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	

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	

Predalles:

Classe di resistenza:	C40/50		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	50	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	41,5	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	49,5	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3,60	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	4,32	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	35547	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2,52	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4,67	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1,5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	23,5	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1,68	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1,0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	41,5	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2,52	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	24,90	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	18,68	N/mm^2
Classe di esposizione		XC4+XD1	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		340	daN/m^3
Massima dimensione aggregato		16	mm
Copriferro		40	mm
Rapporto A/C		0,5	

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	

Soletta per impalcati:

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/XF2/XF4*		
Classe di consistenza slump:	S4		
Contenuto minimo di cemento:	360		daN/m ³
Massima dimensione aggregato	25		mm
Copriferro estradosso	55		mm
Rapporto A/C	0,45		

Baggioli:

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		XC3/XF1	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		340	daN/m^3
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro		40	mm
Rapporto A/C		0,5	

Calcestruzzo per travi in c.a.p.

Classe di resistenza:	C45/55	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	55 N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	45,65 N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	53,65 N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3,83 N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	4,60 N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	36416 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2,68 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4,98 N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1,5
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	25,9 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1,79 N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1,0
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	45,7 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2,68 N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:		
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	27,39 N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	20,54 N/mm ²
Classe di esposizione	XC2/XA1	
Classe di consistenza slump:	S4	
Contenuto minimo di cemento:	350	daN/m ³
Massima dimensione aggregato	20	mm
Copriferro arm. Ord.	30	mm
Copriferro arm. Pretesa	50	mm
Rapporto A/C	0,5	

3.2 ACCIAIO

Acciaio per cemento armato:

<i>Acciaio per cemento armato</i>		
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}	$\geq f_{y, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{t, nom})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\leq 1,25$	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)

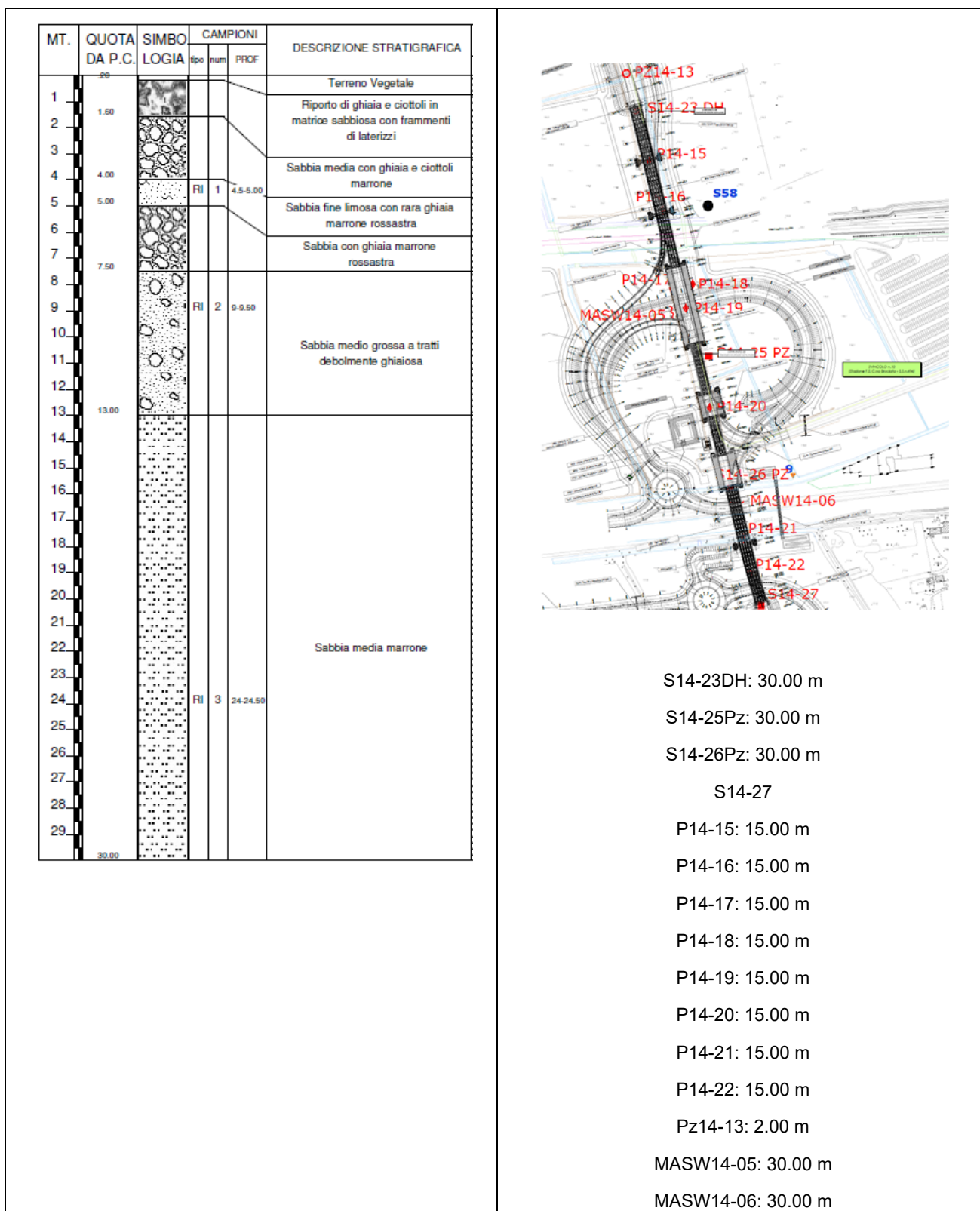
Per quanto riguarda i parametri geotecnici generali, essi sono riportati nella tabella seguente:

	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.



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

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

4.1 SCAVI E RIEMPIMENTI

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

Il terreno a tergo delle spalle si assume un angolo d'attrito di 37° 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidezza 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 importante, 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:

LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

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:

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 - $P_{VR} = 81\%$	60
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

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**

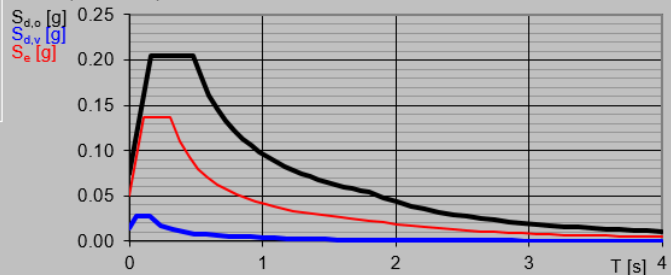
$\eta = 0.667$ info

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 limSLV

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

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

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

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

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

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

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. SPALLA

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata tramite uno specifico modulo di calcolo, implementato tramite foglio elettronico, relativamente al quale vengono presentati i dati di input e le computazioni intermedie.

Le azioni elementari vengono combinate con i relativi coefficienti moltiplicativi in funzione della disposizione di carico e del gruppo di appartenenza, secondo le verifiche agli Stati Limite previste dal DM 17/01/2018. In seguito si riportano sia le tabelle di combinazione sia la tabella riepilogativa complessiva delle sollecitazioni.

In fase sismica si considera un contributo del carico accidentale pari al 20%, $q=1$ e l'analisi è del tipo statica equivalente.

Le azioni per il dimensionamento delle fondazioni, le sollecitazioni in fondazione sono state determinate mediante gli scarichi dell'impalcato, di cui alla relazione specifica.

Le verifiche vengono effettuate per le seguenti condizioni elementari di carico, dei quali si riportano, a fianco, i relativi coefficienti di combinazione e partecipazione.

Si verifica la spalla che per caratteristiche geometriche e di tipologia appoggi risulta più sollecitata, sull'altra spalla saranno applicate, a favore di sicurezza, le medesime considerazioni.

Per ulteriori dettagli e le verifiche in elevazione, si rimanda alla relazione P03CV19STRE03.

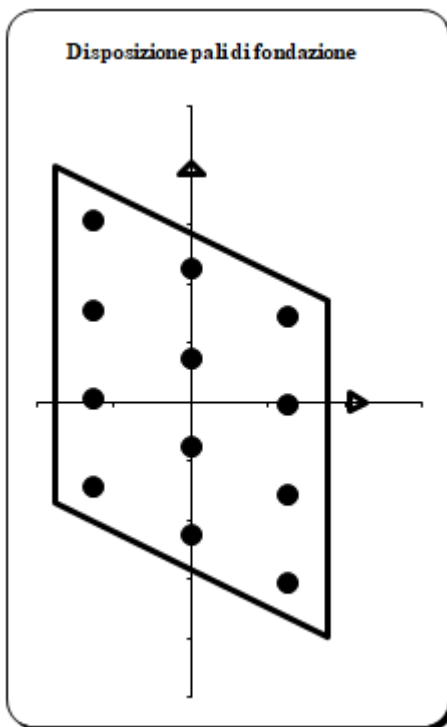
7. PALI

7.1 SOLLECITAZIONI AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE

In questo paragrafo è riportato il calcolo delle sollecitazioni di carico assiale, momento e taglio agenti lungo il fusto dei pali. Le azioni sui pali sono calcolate a partire dalle sollecitazioni trasmesse in fondazione dalla struttura. Le azioni globali sono relative al baricentro della fondazione della spalla e sono riferite all'intradosso della fondazione stessa.

Le verifiche dei pali di fondazione sono eseguite con riferimento alle combinazioni di carico più gravose caratterizzate da massimo sforzo assiale e massima azione tagliante sui pali.

7.1.1 GEOMETRIA DELLA PALIFICATA



$f =$	1.00	m	Diametro pali
$A_p =$	0.79	m ²	Area singolo palo
$n_p =$	12.00		Numero totale pali
$B_x =$	7.06	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. X
$B_y =$	11.37	m	Lunghezza zattera di fondazione dir. Y

COORD. CENTRO PALI RISPETTO BARICENTRO FONDAZIONE						
Palo	X	Y	r_i	X^2	Y^2	r_i^2
n°	m	m	m	m ²	m ²	m ²
1	-2.53	6.11	6.61	6.40	37.33	43.73
2	0.00	4.50	4.50	0.00	20.25	20.25
3	2.53	2.89	3.84	6.40	8.35	14.75
4	-2.53	3.11	4.01	6.40	9.67	16.07
5	0.00	1.50	1.50	0.00	2.25	2.25
6	2.53	-0.11	2.53	6.40	0.01	6.41
7	-2.53	0.11	2.53	6.40	0.01	6.41
8	0.00	-1.50	1.50	0.00	2.25	2.25
9	2.53	-3.11	4.01	6.40	9.67	16.07
10	-2.53	-2.89	3.84	6.40	8.35	14.75
11	0.00	-4.50	4.50	0.00	20.25	20.25
12	2.53	-6.11	6.61	6.40	37.33	43.73

7.1.2 COMBINAZIONI SLU

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T_x	T_y	M_x	M_y	$N_{max/palo}$	$N_{min/palo}$	T_{palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Vento a ponte scarico	18043	4634	90	792	14216	2221	787	386
Gruppo 1 centr. A_{max}	21941	5812	72	-1053	21798	2947	710	484
Gruppo 1 ecc. A_{max}	21941	5812	72	-1053	21798	2947	710	484
Gruppo 2a centr. A_{max}	21382	6389	72	-607	24848	3033	530	532
Gruppo 2a ecc. A_{max}	21382	6389	72	-607	24848	3033	530	532
Gruppo 2b centr. A_{max}	21382	5812	185	278	19590	2755	809	485
Gruppo 2b ecc. A_{max}	21382	5812	185	278	19590	2755	809	485
Gruppo 1 centr. A_{min}	19705	5812	72	731	12964	2296	988	484
Gruppo 1 ecc. A_{min}	19705	5812	72	731	12964	2296	988	484
Gruppo 2a centr. A_{min}	19705	6389	72	731	18222	2556	728	532
Gruppo 2a ecc. A_{min}	19705	6389	72	731	18222	2556	728	532
Gruppo 2b centr. A_{min}	19705	5812	185	1615	12964	2313	972	485
Gruppo 2b ecc. A_{min}	19705	5812	185	1615	12964	2313	972	485
Gruppo 1 centr. B_{max}	19705	5812	72	731	12964	2296	988	484
Gruppo 1 ecc. B_{max}	19705	5812	72	731	12964	2296	988	484
Gruppo 2a centr. B_{max}	19705	6389	72	731	18222	2556	728	532
Gruppo 2a ecc. B_{max}	19705	6389	72	731	18222	2556	728	532
Gruppo 2b centr. B_{max}	19705	5812	185	1615	12964	2313	972	485
Gruppo 2b ecc. B_{max}	19705	5812	185	1615	12964	2313	972	485
Gruppo 1 centr. B_{min}	19705	5812	72	731	12964	2296	988	484
Gruppo 1 ecc. B_{min}	19705	5812	72	731	12964	2296	988	484
Gruppo 2a centr. B_{min}	19705	6389	72	731	18222	2556	728	532
Gruppo 2a ecc. B_{min}	19705	6389	72	731	18222	2556	728	532
Gruppo 2b centr. B_{min}	19705	5812	185	1615	12964	2313	972	485
Gruppo 2b ecc. B_{min}	19705	5812	185	1615	12964	2313	972	485

CV19 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	832	710	710	530	530	825	825	1030	1030	770	770	1065	1065
2	1526	1798	1798	1764	1764	1790	1790	1663	1663	1663	1663	1689	1689
3	2221	2886	2886	2998	2998	2755	2755	2296	2296	2556	2556	2313	2313
4	817	730	730	542	542	819	819	1016	1016	756	756	1034	1034
5	1511	1818	1818	1776	1776	1784	1784	1649	1649	1649	1649	1658	1658
6	2205	2906	2906	3010	3010	2749	2749	2282	2282	2542	2542	2281	2281
7	802	751	751	554	554	814	814	1002	1002	742	742	1003	1003
8	1496	1839	1839	1788	1788	1779	1779	1635	1635	1635	1635	1626	1626
9	2190	2926	2926	3022	3022	2744	2744	2268	2268	2528	2528	2250	2250
10	787	771	771	565	565	809	809	988	988	728	728	972	972
11	1481	1859	1859	1799	1799	1774	1774	1621	1621	1621	1621	1595	1595
12	2175	2947	2947	3033	3033	2739	2739	2254	2254	2514	2514	2219	2219
max	2221	2947	2947	3033	3033	2755	2755	2296	2296	2556	2556	2313	2313
n° palo	3	12	12	12	12	3	3	3	3	3	3	3	3
min	787	710	710	530	530	809	809	988	988	728	728	972	972
n° palo	10	1	1	1	1	10	10	10	10	10	10	10	10

	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmax	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	1030	1030	770	770	1065	1065	1030	1030	770	770	1065	1065
2	1663	1663	1663	1663	1689	1689	1663	1663	1663	1663	1689	1689
3	2296	2296	2556	2556	2313	2313	2296	2296	2556	2556	2313	2313
4	1016	1016	756	756	1034	1034	1016	1016	756	756	1034	1034
5	1649	1649	1649	1649	1658	1658	1649	1649	1649	1649	1658	1658
6	2282	2282	2542	2542	2281	2281	2282	2282	2542	2542	2281	2281
7	1002	1002	742	742	1003	1003	1002	1002	742	742	1003	1003
8	1635	1635	1635	1635	1626	1626	1635	1635	1635	1635	1626	1626
9	2268	2268	2528	2528	2250	2250	2268	2268	2528	2528	2250	2250
10	988	988	728	728	972	972	988	988	728	728	972	972
11	1621	1621	1621	1621	1595	1595	1621	1621	1621	1621	1595	1595
12	2254	2254	2514	2514	2219	2219	2254	2254	2514	2514	2219	2219
max	2296	2296	2556	2556	2313	2313	2296	2296	2556	2556	2313	2313
n° palo	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
min	988	988	728	728	972	972	988	988	728	728	972	972
n° palo	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

max	3033
min	2221

7.1.3 COMBINAZIONE SISMICA

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA									
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}	
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN	
Sisma X Nmax+	14139	5310	360	1379	19266	2156	201	444	
Sisma Z Nmax+	14499	1756	360	1372	6310	1545	871	149	
Sisma Y Nmax+	14139	1756	1201	5219	6320	1587	769	177	
Sisma X Nmax-	13831	5310	360	1385	19275	2131	175	444	
Sisma Z Nmax-	13472	1756	360	1392	6339	1462	784	149	
Sisma Y Nmax-	13831	1756	1201	5225	6329	1562	743	177	

CV19 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE

	Sisma X Nmax+	Sisma Z Nmax+	Sisma Y Nmax+	Sisma X Nmax-	Sisma Z Nmax-	Sisma Y Nmax-
Palo	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	280	950	1071	255	864	1045
2	1218	1248	1329	1193	1163	1304
3	2156	1545	1587	2131	1462	1562
4	254	924	970	228	837	944
5	1192	1221	1229	1166	1136	1203
6	2129	1519	1487	2104	1435	1462
7	227	897	870	201	810	844
8	1165	1195	1128	1139	1109	1102
9	2103	1493	1386	2077	1408	1361
10	201	871	769	175	784	743
11	1138	1169	1027	1113	1082	1002
12	2076	1466	1286	2051	1381	1260
max	2156	1545	1587	2131	1462	1562
n° palo	3	3	3	3	3	3
min	201	871	769	175	784	743
n° palo	10	10	10	10	10	10
max	2156					
min	175					

7.1.4 COMBINAZIONI SLE

SLE RARE

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T_x	T_y	M_x	M_y	N_{max/palo}	N_{min/palo}	T_{palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Vento a ponte scarico	13365	3302	80	812	5610	1406	822	275
Gruppo 1 centr. A _{max}	16466	4466	48	-173	11370	1941	804	372
Gruppo 1 ecc. A _{max}	16466	4466	48	-173	11370	1941	804	372
Gruppo 2a centr. A _{max}	16052	4573	108	460	12179	1948	727	381
Gruppo 2a ecc. A _{max}	16052	4573	108	460	12179	1948	727	381
Gruppo 2b centr. A _{max}	16052	4466	132	647	10788	1883	793	372
Gruppo 2b ecc. A _{max}	16052	4466	132	647	10788	1883	793	372
Gruppo 1 centr. A _{min}	14810	4466	48	487	9039	1690	779	372
Gruppo 1 ecc. A _{min}	14810	4466	48	487	9039	1690	779	372
Gruppo 2a centr. A _{min}	14810	4573	108	955	10430	1767	701	381
Gruppo 2a ecc. A _{min}	14810	4573	108	955	10430	1767	701	381
Gruppo 2b centr. A _{min}	14810	4466	132	1142	9039	1702	766	372
Gruppo 2b ecc. A _{min}	14810	4466	132	1142	9039	1702	766	372
Gruppo 1 centr. B _{max}	14810	4466	48	487	9039	779	779	372
Gruppo 1 ecc. B _{max}	14810	4466	48	487	9039	779	779	372
Gruppo 2a centr. B _{max}	14810	4573	108	955	10430	701	701	381
Gruppo 2a ecc. B _{max}	14810	4573	108	955	10430	701	701	381
Gruppo 2b centr. B _{max}	14810	4466	132	1142	9039	766	766	372
Gruppo 2b ecc. B _{max}	14810	4466	132	1142	9039	766	766	372
Gruppo 1 centr. B _{min}	14810	4466	48	487	9039	779	779	372
Gruppo 1 ecc. B _{min}	14810	4466	48	487	9039	779	779	372
Gruppo 2a centr. B _{min}	14810	4573	108	955	10430	701	701	381
Gruppo 2a ecc. B _{min}	14810	4573	108	955	10430	701	701	381
Gruppo 2b centr. B _{min}	14810	4466	132	1142	9039	766	766	372
Gruppo 2b ecc. B _{min}	14810	4466	132	1142	9039	766	766	372

CV19 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	868	804	804	754	754	830	830	807	807	756	756	832	832
2	1137	1367	1367	1351	1351	1356	1356	1248	1248	1262	1262	1267	1267
3	1406	1931	1931	1948	1948	1883	1883	1690	1690	1767	1767	1702	1702
4	853	807	807	745	745	818	818	797	797	738	738	810	810
5	1122	1371	1371	1342	1342	1344	1344	1239	1239	1243	1243	1245	1245
6	1390	1934	1934	1939	1939	1870	1870	1680	1680	1749	1749	1680	1680
7	837	810	810	736	736	805	805	788	788	720	720	788	788
8	1106	1374	1374	1333	1333	1331	1331	1229	1229	1225	1225	1223	1223
9	1375	1937	1937	1930	1930	1858	1858	1671	1671	1730	1730	1658	1658
10	822	814	814	727	727	793	793	779	779	701	701	766	766
11	1090	1377	1377	1324	1324	1319	1319	1220	1220	1207	1207	1201	1201
12	1359	1941	1941	1921	1921	1845	1845	1662	1662	1712	1712	1636	1636
max	1406	1941	1941	1948	1948	1883	1883	1690	1690	1767	1767	1702	1702
n° palo	3	12	12	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
min	822	804	804	727	727	793	793	779	779	701	701	766	766
n° palo	10	1	1	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmax	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin	
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
1	807	807	756	756	832	832	807	807	756	756	832	832	
2	1248	1248	1262	1262	1267	1267	1248	1248	1262	1262	1267	1267	
3	1690	1690	1767	1767	1702	1702	1690	1690	1767	1767	1702	1702	
4	797	797	738	738	810	810	797	797	738	738	810	810	
5	1239	1239	1243	1243	1245	1245	1239	1239	1243	1243	1245	1245	
6	1680	1680	1749	1749	1680	1680	1680	1680	1749	1749	1680	1680	
7	788	788	720	720	788	788	788	788	720	720	788	788	
8	1229	1229	1225	1225	1223	1223	1229	1229	1225	1225	1223	1223	
9	1671	1671	1730	1730	1658	1658	1671	1671	1730	1730	1658	1658	
10	779	779	701	701	766	766	779	779	701	701	766	766	
11	1220	1220	1207	1207	1201	1201	1220	1220	1207	1207	1201	1201	
12	1662	1662	1712	1712	1636	1636	1662	1662	1712	1712	1636	1636	
max	1690	1690	1767	1767	1702	1702	1690	1690	1767	1767	1702	1702	
n° palo	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
min	779	779	701	701	766	766	779	779	701	701	766	766	
n° palo	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
max	1948												
min	701												

SLE frequenti

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Vento a ponte scarico	13365	3302	48	487	5610	1400	828	275
Gruppo 1 centr. A _{max}	15691	4175	16	-333	9930	1811	804	348
Gruppo 1 ecc. A _{max}	15691	4175	16	-333	9930	1811	804	348
Gruppo 2a centr. A _{max}	15691	4255	61	18	10973	1850	765	355
Gruppo 2a ecc. A _{max}	15691	4255	61	18	10973	1850	765	355
Gruppo 2b centr. A _{max}	15691	4175	100	322	9930	1804	811	348
Gruppo 2b ecc. A _{max}	15691	4175	100	322	9930	1804	811	348
Gruppo 1 centr. A _{min}	14449	4175	16	162	8182	1611	797	348
Gruppo 1 ecc. A _{min}	14449	4175	16	162	8182	1611	797	348
Gruppo 2a centr. A _{min}	14449	4255	61	513	9225	1669	739	355
Gruppo 2a ecc. A _{min}	14449	4255	61	513	9225	1669	739	355
Gruppo 2b centr. A _{min}	14449	4175	100	818	8182	1623	785	348
Gruppo 2b ecc. A _{min}	14449	4175	100	818	8182	1623	785	348
Gruppo 1 centr. B _{max}	14449	4175	16	162	8182	797	797	348
Gruppo 1 ecc. B _{max}	14449	4175	16	162	8182	797	797	348
Gruppo 2a centr. B _{max}	14449	4255	61	513	9225	739	739	355
Gruppo 2a ecc. B _{max}	14449	4255	61	513	9225	739	739	355
Gruppo 2b centr. B _{max}	14449	4175	100	818	8182	785	785	348
Gruppo 2b ecc. B _{max}	14449	4175	100	818	8182	785	785	348
Gruppo 1 centr. B _{min}	14449	4175	16	162	8182	797	797	348
Gruppo 1 ecc. B _{min}	14449	4175	16	162	8182	797	797	348
Gruppo 2a centr. B _{min}	14449	4255	61	513	9225	739	739	355
Gruppo 2a ecc. B _{min}	14449	4255	61	513	9225	739	739	355
Gruppo 2b centr. B _{min}	14449	4175	100	818	8182	785	785	348
Gruppo 2b ecc. B _{min}	14449	4175	100	818	8182	785	785	348

CV19 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	856	804	804	766	766	830	830	806	806	768	768	832	832
2	1128	1298	1298	1308	1308	1317	1317	1209	1209	1219	1219	1228	1228
3	1400	1792	1792	1850	1850	1804	1804	1611	1611	1669	1669	1623	1623
4	846	810	810	766	766	823	823	803	803	759	759	816	816
5	1118	1304	1304	1308	1308	1311	1311	1206	1206	1209	1209	1212	1212
6	1391	1798	1798	1850	1850	1798	1798	1608	1608	1659	1659	1608	1608
7	837	817	817	765	765	817	817	800	800	749	749	800	800
8	1109	1311	1311	1307	1307	1304	1304	1203	1203	1199	1199	1196	1196
9	1381	1805	1805	1849	1849	1792	1792	1605	1605	1650	1650	1592	1592
10	828	823	823	765	765	811	811	797	797	739	739	785	785
11	1100	1317	1317	1307	1307	1298	1298	1199	1199	1189	1189	1180	1180
12	1372	1811	1811	1849	1849	1786	1786	1602	1602	1640	1640	1576	1576
max	1400	1811	1811	1850	1850	1804	1804	1611	1611	1669	1669	1623	1623
n° palo	3	12	12	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
min	828	804	804	765	765	811	811	797	797	739	739	785	785
n° palo	10	1	1	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmax	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin	
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
1	806	806	768	768	832	832	806	806	768	768	832	832	
2	1209	1209	1219	1219	1228	1228	1209	1209	1219	1219	1228	1228	
3	1611	1611	1669	1669	1623	1623	1611	1611	1669	1669	1623	1623	
4	803	803	759	759	816	816	803	803	759	759	816	816	
5	1206	1206	1209	1209	1212	1212	1206	1206	1209	1209	1212	1212	
6	1608	1608	1659	1659	1608	1608	1608	1608	1659	1659	1608	1608	
7	800	800	749	749	800	800	800	800	749	749	800	800	
8	1203	1203	1199	1199	1196	1196	1203	1203	1199	1199	1196	1196	
9	1605	1605	1650	1650	1592	1592	1605	1605	1650	1650	1592	1592	
10	797	797	739	739	785	785	797	797	739	739	785	785	
11	1199	1199	1189	1189	1180	1180	1199	1199	1189	1189	1180	1180	
12	1602	1602	1640	1640	1576	1576	1602	1602	1640	1640	1576	1576	
max	1611	1611	1669	1669	1623	1623	1611	1611	1669	1669	1623	1623	
n° palo	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
min	797	797	739	739	785	785	797	797	739	739	785	785	
n° palo	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
max	1850												
min	739												

SLE quasi permanenti

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Vento a ponte scarico	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 1 centr. A _{max}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 1 ecc. A _{max}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 2a centr. A _{max}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 2a ecc. A _{max}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 2b centr. A _{max}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 2b ecc. A _{max}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 1 centr. A _{min}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 1 ecc. A _{min}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 2a centr. A _{min}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 2a ecc. A _{min}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 2b centr. A _{min}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 2b ecc. A _{min}	13365	3198	0	0	4800	1351	877	267
Gruppo 1 centr. B _{max}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267
Gruppo 1 ecc. B _{max}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267
Gruppo 2a centr. B _{max}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267
Gruppo 2a ecc. B _{max}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267
Gruppo 2b centr. B _{max}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267
Gruppo 2b ecc. B _{max}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267
Gruppo 1 centr. B _{min}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267
Gruppo 1 ecc. B _{min}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267
Gruppo 2a centr. B _{min}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267
Gruppo 2a ecc. B _{min}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267
Gruppo 2b centr. B _{min}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267
Gruppo 2b ecc. B _{min}	13365	3198	0	0	4800	877	877	267

CV19 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE

	Vento a ponte scarico	Gruppo 1 centr. Amax	Gruppo 1 ecc. Amax	Gruppo 2a centr. Amax	Gruppo 2a ecc. Amax	Gruppo 2b centr. Amax	Gruppo 2b ecc. Amax	Gruppo 1 centr. Amin	Gruppo 1 ecc. Amin	Gruppo 2a centr. Amin	Gruppo 2a ecc. Amin	Gruppo 2b centr. Amin	Gruppo 2b ecc. Amin
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877
2	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114
3	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351
4	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877
5	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114
6	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351
7	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877
8	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114
9	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351
10	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877
11	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114
12	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351
max	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351
n° palo	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
min	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877
n° palo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Gruppo 1 centr. Bmax	Gruppo 1 ecc. Bmax	Gruppo 2a centr. Bmax	Gruppo 2a ecc. Bmax	Gruppo 2b centr. Bmax	Gruppo 2b ecc. Bmax	Gruppo 1 centr. Bmin	Gruppo 1 ecc. Bmin	Gruppo 2a centr. Bmin	Gruppo 2a ecc. Bmin	Gruppo 2b centr. Bmin	Gruppo 2b ecc. Bmin	
Palo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	
n°	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
1	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	
2	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	
3	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	
4	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	
5	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	
6	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	
7	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	
8	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	
9	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	
10	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	
11	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	1114	
12	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	
max	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	1351	
n° palo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
min	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	877	
n° palo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
max:	1351												
min:	877												

7.2 CRITERI DI VERIFICA

Per quanto attiene alla verifica dei pali di fondazione, secondo le indicazioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" 2018, le verifiche di sicurezza relative allo Stato Limite Ultimo e in condizioni sismiche, con riferimento alla combinazione di Salvaguardia della Vita (SLV) impongono che:

$$Ed \leq Rd$$

essendo Ed il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni ed Rd il valore di progetto della resistenza del terreno.

Rimandando al N.T.C. per i dettagli, le verifiche saranno svolte con la seguente combinazione:

Approccio 2 "A1+M1+R3";

Nel seguente prospetto sono indicati i coefficienti parziali da applicare ai principali parametri fisico-meccanici del terreno:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

I coefficienti parziali da applicare alle Resistenze per carichi assiali, risultano i seguenti:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il coefficiente parziali da applicare alle Resistenze per carichi trasversali invece, risulta il seguente:

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

La resistenza di progetto del palo soggetto a carichi assiali si ottiene mediante le seguenti relazioni:

$$R_d = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} : \text{resistenza a compressione}$$

$$R_d = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} : \text{resistenza a trazione}$$

con:

- $R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$: resistenza caratt. palo soggetto a carichi assiali di compressione;
- $R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$: resistenza caratt. del palo soggetto a carichi assiali di trazione;
- $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$): resistenza di calcolo del palo soggetto a carichi assiali di compressione (di trazione);
- ξ_3 e ξ_4 : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate per la singola opera, sulla base dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo, i cui valori sono indicati nella Tabella 6.4.IV seguente tratta dal D.M. 17/01/2018.

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

- γ_R : coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi assiali i cui valori sono riportati nella Tabella 6.4.II seguente tratta dal D.M. 17/01/2018.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

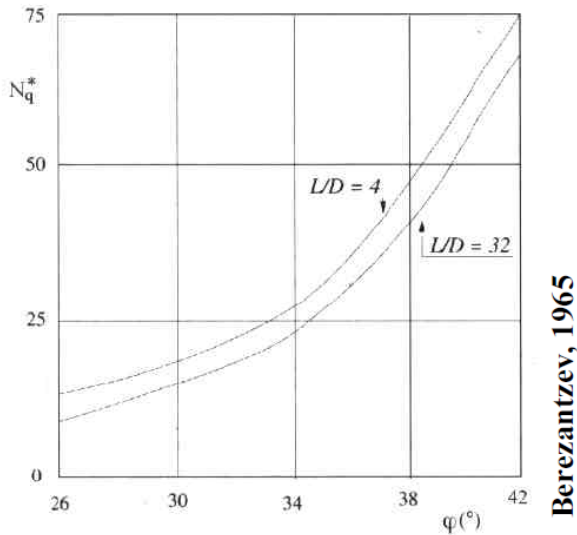
Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

7.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE

Nel calcolo della resistenza della capacità portante limite per pali di grande diametro si considera il seguente grafico per il calcolo di N_q^* di Berezantzev, 1965.

CARICO LIMITE Pali di grande diametro



CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

OPERA: CV19

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (Ap): 0.785 (m²)
 Carico massimo sul palo Nd = 3033 (kN) Lpalo= 24.00 (m)
 (Comb. A1+M1+R3)

Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:

ξ_3
 1.65

Coefficienti parziali γ_r da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

R3 Pali trivellati
 γ_b 1.35
 γ_s 1.15

Coefficiente parziale γ_t per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3
 γ_t 1.3

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_n [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
1	Ghiaia fald	25.00	25.00	9.00	9.00	15.00	33.00	0.47	0.00	0.00	0.00

LEGENDA

- ΔH_i spessore dello strato
- H_f profondità dello strato dal p.c.
- γ_n peso specifico del terreno naturale
- γ' peso specifico efficace
- N_{SPT} Numero colpi al piede (solo granula)
- ϕ angolo di attrito (solo granulari)
- K rapporto tra σ_r/σ_v
- c_u coesione non drenata (solo coesivi)
- c_a adesione (solo coesivi)

(per il corretto funzionamento del foglio di calcolo si è indicato $\gamma_n=\gamma'$)

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_n [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_α [kPa]
1		25.00	25.00	9.00	9.00	15.00	33.00	0.47	0.00	0.00	0.00

A_b	Area della base del palo	0.79	[m ²]
σ_{vL}	Pressione geostatica di base	225	[kPa]
$N_q = uB_k$	Coeff. di pressione geostatica	23	
c	Coesione alla base	0.00	[kPa]
N_c	Coeff. di coesione	0	
$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	4064.44	[kN]
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	1822.62	[kN]

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

	$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{n,med}$		C_α	s	
$\sigma_{n,1}$	tensione laterale strato 1°	0	225	112.5	52.875	[kPa]	0.00	34.34
$\sigma_{n,2}$	tensione laterale strato 2°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,3}$	tensione laterale strato 3°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,4}$	tensione laterale strato 4°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,5}$	tensione laterale strato 5°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,6}$	tensione laterale strato 6°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,7}$	tensione laterale strato 7°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,8}$	tensione laterale strato 8°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{n,9}$	tensione laterale strato 9°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	2696.86	[kN]	Peso proprio palo	490.87	[kN]
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	1419.40	[kN]			

(per il corretto funzionamento del foglio di calcolo si è indicato $\gamma_n = \gamma'$)

Si considera il contributo del peso del palo considerando però che il volume dello stesso va a sostituire un egual volume di terreno:

$\gamma_{terreno}$	19 kN/mc
γ_{cls}	25 kN/mc
Peso palo =	491 kN
Peso terreno =	373 kN
$\Delta W =$	118 kN

Nslu	3033	Q _{punta}	1823
W*1.35	159	Q _{lat}	1419
	3192		3242

VERIFICA SODDISFATTA

I pali sono ad interasse di 3 diametri e pertanto si assume un fattore di efficienza E = 1. Da qui la portata totale ammissibile di gruppo vale (Q_{punta}+Q_{lat})*n°pali-Pesopali

n°pali	12	kN	
PORTATA TOTALE AMM. DI GRUPPO =		37490	
CARICO MASSIMO SULLA PALIFICATA =		21941	VERIFICA SODDISFATTA

(dove 21941 kN è l'azione massima agente in fondazione di cui al par.7.1.2)

7.4 CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Metodo di Broms

Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia ininfluyente e che il valore della pressione p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$p = 3 k_p \gamma z d$$

dove:

- γ = peso di volume del terreno
- d = diametro del palo
- z = profondità
- $k_p = (1 + \text{sen } \varphi) / (1 - \text{sen } \varphi)$

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati nelle figure seguenti relativamente al caso di palo "corto" e "lungo" insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali "corti" sono quelli indicati in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali "lunghi" dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Nel caso di palo "corto" l'equilibrio orizzontale fornisce:

- $H_u = 1.5 \gamma L^2 d k_p$

mentre il momento massimo è:

- $M_{max} = 2/3 H_u L$

Occorre comunque verificare la condizione $M_{max} < M_y$ (M_y : momento ultimo del palo).

Per il palo "lungo" il massimo momento lungo il fusto del palo, che si verifica alla profondità f , uguaglia il momento di plasticizzazione; si forma pertanto una seconda cerniera plastica. L'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso fra le due cerniere fornisce:

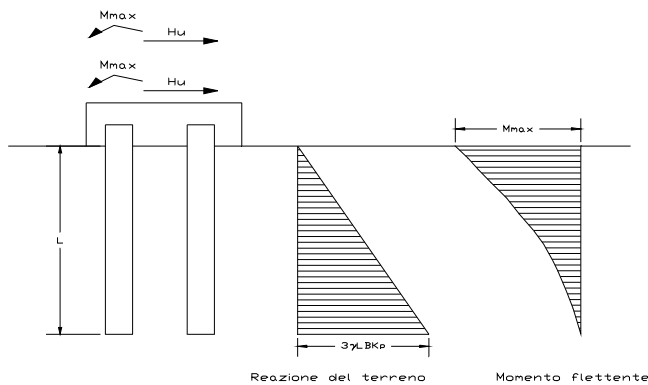
- $H_u (e+2/3f) = 2 M_y$

dove:

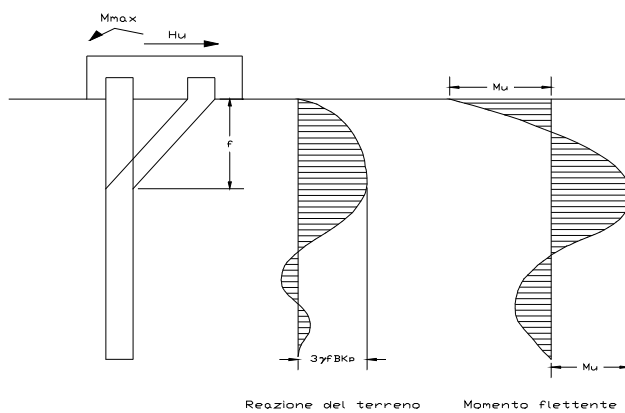
- $f = 0.82 [H_u / (\gamma d k_p)]^{0.5}$.

Schemi di rottura metodo di Broms:

Pali corti:



Pali lunghi:



Calcolo del momento di plasticizzazione considerando l'armatura nel primo tratto:

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1000 (mm)
 Raggio = 500 (mm)
 Sforzo Normale = 175 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

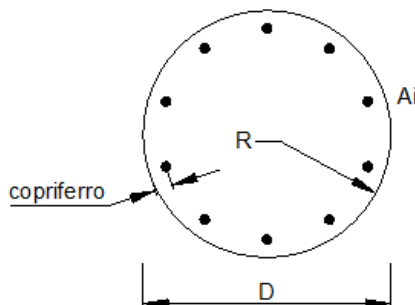
calcestruzzo

Rck = 30 (N/mm²)

$\gamma_{m,c}$ = 2.1

α = 0.8

fcd = Rck / γ_c = 14.29 (N/mm²)



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (N/mm²)

γ_E = 1.00

γ_S = 1.15

f_{yd} = f_{yk} / γ_S / γ_E = 391.3 (N/mm²)

E_s = 206000 (N/mm²)

ϵ_{ys} = 0.190%

ϵ_{uk} = 7.500% α = 0.9

ϵ_{ud} = 6.750%

Armature

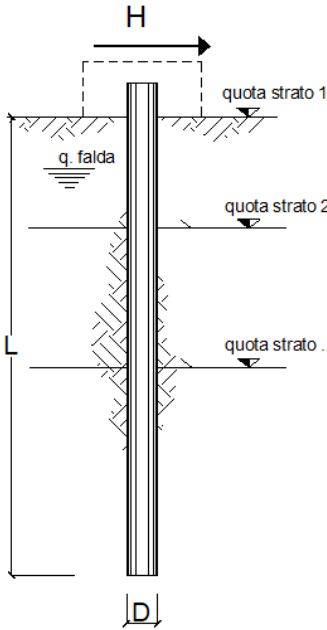
numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	φ 24	9047.79	60
18	φ 20	5654.87	90
0	φ 8	0.00	30

calcolo

Momento di Plasticizzazione

M_y = 1987.2 (kN m)

opera **CV19**



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19	9	33	3.39	0
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda 0 (m)
 Diametro del palo D 1.00 (m)
 Lunghezza del palo L 25.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 1987 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 1174.8 (kN)
 Palo intermedio H = 7557.4 (kN)
 Palo corto H = 28621.0 (kN)

Hlim = 1174.8 (kN) Palo lungo

Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:

ξ_3
1.65

Coefficiente parziale γ_t per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3
 γ_t 1.3

$R_t = H_{lim} / (\xi_3 \cdot \gamma) = 1174 \text{ kN} / (1.65 \cdot 1.3) = 547 > T_{max} = 532 \text{ kN} \quad \text{OK}$

Calcolo del momento di plasticizzazione considerando l'armatura nel secondo tratto:

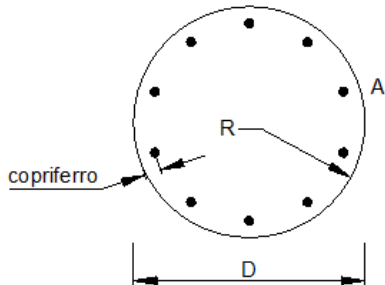
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1000 (mm)
 Raggio = 500 (mm)
 Sforzo Normale = 175 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (N/mm²)
 $\gamma_{m,c}$ = 2.1
 α = 0.8
 $f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} = 14.29$ (N/mm²)



Acciaio

tipo di acciaio: B450C
 $f_{yk} = 450$ (N/mm²)
 $\gamma_E = 1.00$
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$ (N/mm²)
 $E_s = 206000$ (N/mm²)
 $\epsilon_{ys} = 0.190\%$
 $\epsilon_{uk} = 7.500\%$
 $\epsilon_{ud} = 6.750\%$
 $\alpha = 0.9$

Armature

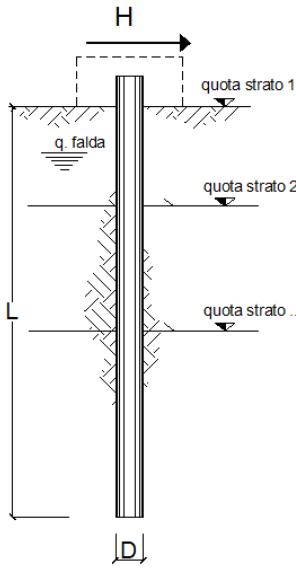
numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
20	24	9047.79	60
0	0	0.00	90
0	0	0.00	30

calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 1344.0 (kN m)

opera **CV19**



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	C_u (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	19	9	33	3.39	0
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda 0 (m)
 Diametro del palo D 1.00 (m)
 Lunghezza del palo L 25.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 1344 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Palo lungo H = 904.8 (kN)
 Palo intermedio H = 7521.0 (kN)
 Palo corto H = 28621.0 (kN)
Hlim = 904.8 (kN) Palo lungo

Fattori di correlazione in funzione delle verticali indagate:

ξ
 1.65

Coefficiente parziale γ_t per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R3
 γ_t 1.3

$R_t = H_{lim} / (\xi * \gamma) = 905 \text{ kN} / (1.65 * 1.3) = 422 > T$ al di sotto di 1.0m di profondità

Considerando la lunghezza di sovrapposizione di armature e l'ancoraggio nel plinto di fondazione, a favore di sicurezza la seconda gabbia più interna sarà lunga 4m.

7.5 CEDIMENTI

Per l'analisi dei cedimenti si adotta il programma GROUP della Ensoft. Per ulteriori dettagli si rimanda al relativo allegato.

Il cedimento dei pali di cui al tabulato riportato al capitolo 8, risulta agli SLE:

Convenzione segni:

Asse X: verticale. Segno + verso il basso

Asse Y: orizzontale trasversale

Asse Z: orizzontale longitudinale

Displacement of group pile foundation		
X (m)	Y (m)	Z (m)
0.0021	0.0105	0.0009

Displacement of pile 3		
X (m)	Y (m)	Z (m)
0.0052	0.0130	0.0009

Tali valori risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.

7.6 SOLLECITAZIONI SUL PALO

Di seguito si ricavano i momenti agenti in testa al palo per la verifica strutturale:

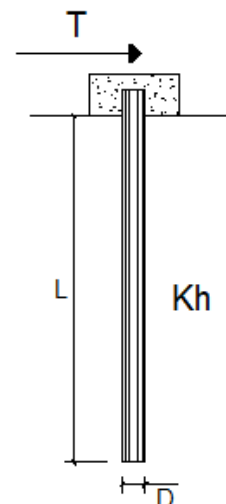
Comb. SLU

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: CA19

DATI DI IMPUT:

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	25	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	532	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.789	11.83	0.00000	1195.983	-532.000
0.50	0.780	11.70	-0.00035	944.745	-473.069
1.00	0.755	11.33	-0.00062	722.699	-415.421
1.50	0.719	10.78	-0.00082	528.938	-360.075
2.00	0.674	10.11	-0.00097	362.111	-307.797
2.50	0.623	9.34	-0.00106	220.538	-259.133
3.00	0.568	8.53	-0.00111	102.316	-214.438
3.50	0.512	7.68	-0.00113	5.404	-173.911
4.00	0.456	6.84	-0.00112	-72.301	-137.616
4.50	0.401	6.01	-0.00109	-132.911	-105.514
5.00	0.347	5.21	-0.00103	-178.493	-77.478
5.50	0.297	4.46	-0.00097	-211.036	-53.318
6.00	0.251	3.76	-0.00090	-232.418	-32.797
6.50	0.208	3.11	-0.00082	-244.393	-15.641
7.00	0.169	2.53	-0.00074	-248.572	-1.561
7.50	0.134	2.00	-0.00066	-246.416	9.746
8.00	0.103	1.54	-0.00058	-239.237	18.583
8.50	0.076	1.13	-0.00050	-228.195	25.246
9.00	0.052	0.78	-0.00043	-214.306	30.022
9.50	0.032	0.49	-0.00036	-198.443	33.181
10.00	0.016	0.24	-0.00030	-181.352	34.976
10.50	0.002	0.03	-0.00025	-163.655	35.639
11.00	-0.009	-0.13	-0.00019	-145.866	35.381
11.50	-0.017	-0.26	-0.00015	-128.397	34.391
12.00	-0.024	-0.36	-0.00011	-111.569	32.838
12.50	-0.028	-0.43	-0.00008	-95.628	30.868
13.00	-0.032	-0.47	-0.00005	-80.750	28.607
13.50	-0.033	-0.50	-0.00002	-67.051	26.164

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
14.00	-0.034	-0.51	0.00000	-54.601	23.630
14.50	-0.034	-0.51	0.00001	-43.424	21.077
15.00	-0.033	-0.49	0.00002	-33.516	18.568
15.50	-0.032	-0.47	0.00003	-24.842	16.148
16.00	-0.030	-0.44	0.00004	-17.347	13.853
16.50	-0.027	-0.41	0.00005	-10.964	11.709
17.00	-0.025	-0.38	0.00005	-5.610	9.734
17.50	-0.023	-0.34	0.00005	-1.200	7.937
18.00	-0.020	-0.30	0.00005	2.357	6.322
18.50	-0.018	-0.27	0.00005	5.152	4.890
19.00	-0.016	-0.23	0.00005	7.276	3.635
19.50	-0.013	-0.20	0.00004	8.816	2.550
20.00	-0.011	-0.17	0.00004	9.853	1.625
20.50	-0.009	-0.14	0.00004	10.466	0.849
21.00	-0.008	-0.12	0.00003	10.725	0.208
21.50	-0.006	-0.09	0.00003	10.694	-0.309
22.00	-0.005	-0.07	0.00003	10.434	-0.717
22.50	-0.004	-0.05	0.00002	9.994	-1.027
23.00	-0.002	-0.04	0.00002	9.421	-1.253
23.50	-0.002	-0.02	0.00002	8.753	-1.406
24.00	-0.001	-0.01	0.00001	8.025	-1.497
24.50	0.000	0.00	0.00001	7.265	-1.537
25.00	0.000	0.00	0.00001	6.495	-1.535

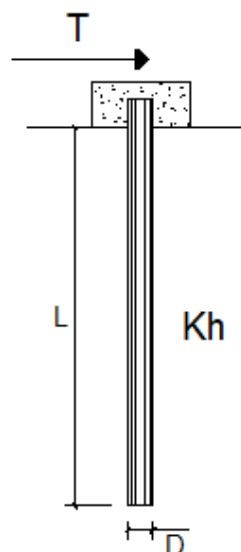
Comb. SLE rare

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: CA19

DATI DI IMPUT:

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	25	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	381	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.565	8.47	0.00000	856.522	-381.000
0.50	0.558	8.38	-0.00025	676.593	-338.796
1.00	0.541	8.11	-0.00044	517.572	-297.510
1.50	0.515	7.72	-0.00059	378.807	-257.873
2.00	0.483	7.24	-0.00069	259.331	-220.434
2.50	0.446	6.69	-0.00076	157.942	-185.582
3.00	0.407	6.11	-0.00080	73.275	-153.573
3.50	0.367	5.50	-0.00081	3.870	-124.549
4.00	0.326	4.90	-0.00080	-51.780	-98.556
4.50	0.287	4.30	-0.00078	-95.186	-75.565
5.00	0.249	3.73	-0.00074	-127.831	-55.487
5.50	0.213	3.19	-0.00070	-151.136	-38.185
6.00	0.179	2.69	-0.00064	-166.450	-23.488
6.50	0.149	2.23	-0.00059	-175.026	-11.202
7.00	0.121	1.81	-0.00053	-178.019	-1.118
7.50	0.096	1.44	-0.00047	-176.475	6.980
8.00	0.074	1.10	-0.00041	-171.333	13.309
8.50	0.054	0.81	-0.00036	-163.426	18.080
9.00	0.037	0.56	-0.00031	-153.478	21.501
9.50	0.023	0.35	-0.00026	-142.118	23.763
10.00	0.011	0.17	-0.00022	-129.878	25.049
10.50	0.002	0.02	-0.00018	-117.204	25.523
11.00	-0.006	-0.09	-0.00014	-104.464	25.338
11.50	-0.012	-0.19	-0.00011	-91.953	24.630
12.00	-0.017	-0.26	-0.00008	-79.902	23.517
12.50	-0.020	-0.31	-0.00006	-68.485	22.106
13.00	-0.023	-0.34	-0.00003	-57.830	20.487
13.50	-0.024	-0.36	-0.00002	-48.020	18.738

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
14.00	-0.024	-0.37	0.00000	-39.103	16.923
14.50	-0.024	-0.36	0.00001	-31.099	15.095
15.00	-0.024	-0.35	0.00002	-24.003	13.298
15.50	-0.023	-0.34	0.00002	-17.791	11.564
16.00	-0.021	-0.32	0.00003	-12.424	9.921
16.50	-0.020	-0.30	0.00003	-7.852	8.386
17.00	-0.018	-0.27	0.00003	-4.018	6.971
17.50	-0.016	-0.24	0.00003	-0.860	5.684
18.00	-0.015	-0.22	0.00003	1.688	4.528
18.50	-0.013	-0.19	0.00003	3.690	3.502
19.00	-0.011	-0.17	0.00003	5.211	2.603
19.50	-0.010	-0.14	0.00003	6.314	1.826
20.00	-0.008	-0.12	0.00003	7.057	1.164
20.50	-0.007	-0.10	0.00003	7.495	0.608
21.00	-0.006	-0.08	0.00002	7.681	0.149
21.50	-0.004	-0.07	0.00002	7.659	-0.222
22.00	-0.003	-0.05	0.00002	7.472	-0.513
22.50	-0.003	-0.04	0.00002	7.157	-0.736
23.00	-0.002	-0.03	0.00001	6.747	-0.897
23.50	-0.001	-0.02	0.00001	6.269	-1.007
24.00	-0.001	-0.01	0.00001	5.747	-1.072
24.50	0.000	0.00	0.00001	5.203	-1.101
25.00	0.000	0.00	0.00001	4.652	-1.099

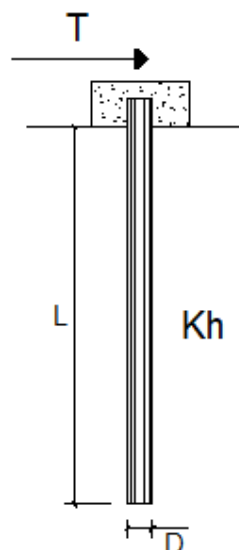
Comb. SLE freq.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: CA19

DATI DI IMPUT:

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	25	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	379	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.562	8.43	0.00000	852.026	-379.000
0.50	0.556	8.33	-0.00025	673.042	-337.017
1.00	0.538	8.07	-0.00044	514.855	-295.948
1.50	0.512	7.68	-0.00059	376.819	-256.520
2.00	0.480	7.20	-0.00069	257.970	-219.277
2.50	0.444	6.66	-0.00076	157.112	-184.608
3.00	0.405	6.07	-0.00079	72.890	-152.767
3.50	0.365	5.47	-0.00081	3.850	-123.895
4.00	0.325	4.87	-0.00080	-51.508	-98.039
4.50	0.285	4.28	-0.00077	-94.687	-75.169
5.00	0.248	3.71	-0.00074	-127.160	-55.196
5.50	0.212	3.18	-0.00069	-150.343	-37.984
6.00	0.178	2.68	-0.00064	-165.576	-23.364
6.50	0.148	2.22	-0.00058	-174.107	-11.143
7.00	0.120	1.80	-0.00053	-177.084	-1.112
7.50	0.095	1.43	-0.00047	-175.548	6.943
8.00	0.073	1.10	-0.00041	-170.434	13.239
8.50	0.054	0.81	-0.00036	-162.568	17.986
9.00	0.037	0.56	-0.00031	-152.673	21.388
9.50	0.023	0.35	-0.00026	-141.372	23.638
10.00	0.011	0.17	-0.00021	-129.196	24.917
10.50	0.002	0.02	-0.00017	-116.589	25.389
11.00	-0.006	-0.09	-0.00014	-103.916	25.205
11.50	-0.012	-0.18	-0.00011	-91.470	24.500
12.00	-0.017	-0.25	-0.00008	-79.482	23.394
12.50	-0.020	-0.30	-0.00005	-68.126	21.990
13.00	-0.022	-0.34	-0.00003	-57.527	20.380
13.50	-0.024	-0.36	-0.00002	-47.768	18.640

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
14.00	-0.024	-0.36	0.00000	-38.898	16.834
14.50	-0.024	-0.36	0.00001	-30.936	15.016
15.00	-0.023	-0.35	0.00002	-23.877	13.228
15.50	-0.022	-0.34	0.00002	-17.697	11.504
16.00	-0.021	-0.32	0.00003	-12.358	9.869
16.50	-0.020	-0.29	0.00003	-7.811	8.342
17.00	-0.018	-0.27	0.00003	-3.997	6.934
17.50	-0.016	-0.24	0.00003	-0.855	5.654
18.00	-0.014	-0.22	0.00003	1.679	4.504
18.50	-0.013	-0.19	0.00003	3.671	3.484
19.00	-0.011	-0.17	0.00003	5.184	2.590
19.50	-0.010	-0.14	0.00003	6.281	1.817
20.00	-0.008	-0.12	0.00003	7.020	1.158
20.50	-0.007	-0.10	0.00003	7.456	0.604
21.00	-0.005	-0.08	0.00002	7.640	0.148
21.50	-0.004	-0.07	0.00002	7.619	-0.220
22.00	-0.003	-0.05	0.00002	7.433	-0.511
22.50	-0.003	-0.04	0.00002	7.120	-0.732
23.00	-0.002	-0.03	0.00001	6.711	-0.892
23.50	-0.001	-0.02	0.00001	6.236	-1.001
24.00	-0.001	-0.01	0.00001	5.717	-1.066
24.50	0.000	0.00	0.00001	5.175	-1.095
25.00	0.000	0.00	0.00001	4.627	-1.094

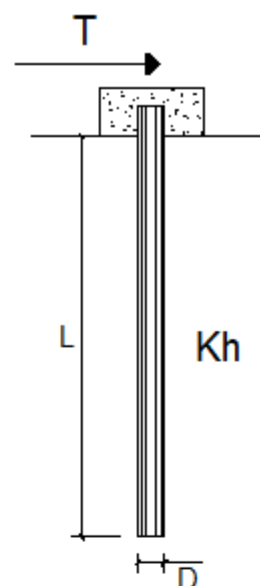
Comb. SLE q.p.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: CA19

DATI DI IMPUT:

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	25	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	15	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	267	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ($E = 5700(Rbk)^{1/2}$):	31220	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4/64$):	4908739	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ/k_h \cdot D)^{1/4}$):	449.62	(cm)



z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm ²)	(rad)	(kNm)	(kN)
0.00	0.396	5.94	0.00000	600.240	-267.000
0.50	0.391	5.87	-0.00017	474.148	-237.424
1.00	0.379	5.69	-0.00031	362.708	-208.491
1.50	0.361	5.41	-0.00041	265.463	-180.714
2.00	0.338	5.07	-0.00049	181.736	-154.477
2.50	0.313	4.69	-0.00053	110.683	-130.054
3.00	0.285	4.28	-0.00056	51.350	-107.622
3.50	0.257	3.86	-0.00057	2.712	-87.282
4.00	0.229	3.43	-0.00056	-36.287	-69.067
4.50	0.201	3.02	-0.00054	-66.705	-52.955
5.00	0.174	2.62	-0.00052	-89.582	-38.885
5.50	0.149	2.24	-0.00049	-105.914	-26.759
6.00	0.126	1.89	-0.00045	-116.646	-16.460
6.50	0.104	1.56	-0.00041	-122.656	-7.850
7.00	0.085	1.27	-0.00037	-124.753	-0.783
7.50	0.067	1.01	-0.00033	-123.671	4.891
8.00	0.052	0.77	-0.00029	-120.068	9.326
8.50	0.038	0.57	-0.00025	-114.527	12.671
9.00	0.026	0.39	-0.00022	-107.556	15.067
9.50	0.016	0.24	-0.00018	-99.594	16.653
10.00	0.008	0.12	-0.00015	-91.017	17.554
10.50	0.001	0.02	-0.00012	-82.135	17.886
11.00	-0.004	-0.07	-0.00010	-73.207	17.757
11.50	-0.009	-0.13	-0.00008	-64.440	17.260
12.00	-0.012	-0.18	-0.00006	-55.994	16.481
12.50	-0.014	-0.21	-0.00004	-47.994	15.492
13.00	-0.016	-0.24	-0.00002	-40.527	14.357
13.50	-0.017	-0.25	-0.00001	-33.652	13.131

z	y(z)	p(z)	$\alpha(z)$	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm²)	(rad)	(kNm)	(kN)
14.00	-0.017	-0.26	0.00000	-27.403	11.859
14.50	-0.017	-0.25	0.00001	-21.794	10.578
15.00	-0.017	-0.25	0.00001	-16.821	9.319
15.50	-0.016	-0.24	0.00002	-12.468	8.104
16.00	-0.015	-0.22	0.00002	-8.706	6.952
16.50	-0.014	-0.21	0.00002	-5.502	5.876
17.00	-0.013	-0.19	0.00002	-2.816	4.885
17.50	-0.011	-0.17	0.00002	-0.602	3.983
18.00	-0.010	-0.15	0.00002	1.183	3.173
18.50	-0.009	-0.13	0.00002	2.586	2.454
19.00	-0.008	-0.12	0.00002	3.652	1.824
19.50	-0.007	-0.10	0.00002	4.425	1.280
20.00	-0.006	-0.09	0.00002	4.945	0.816
20.50	-0.005	-0.07	0.00002	5.253	0.426
21.00	-0.004	-0.06	0.00002	5.382	0.104
21.50	-0.003	-0.05	0.00001	5.367	-0.155
22.00	-0.002	-0.04	0.00001	5.236	-0.360
22.50	-0.002	-0.03	0.00001	5.016	-0.515
23.00	-0.001	-0.02	0.00001	4.728	-0.629
23.50	-0.001	-0.01	0.00001	4.393	-0.705
24.00	0.000	-0.01	0.00001	4.028	-0.751
24.50	0.000	0.00	0.00001	3.646	-0.771
25.00	0.000	0.00	0.00000	3.260	-0.770

7.7 VERIFICA STRUTTURALE PALO

Si verifica la sezione di armatura del palo con le sollecitazioni di cui al par. precedente e al 7.1:

7.7.1 VERIFICA IN TESTA AI PALI

Si dispone una doppia gabbia di 20 ϕ 24 esterna e 18 ϕ 20 interna:

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: palo1000

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:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	141.60	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80	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:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	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:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	50.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate

Raggio
 N°Barre
 Ø

Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	39.0	20	24
2	0.0	0.0	34.0	18	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
 Passo staffe: 15.0 cm

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	119600	0	53200	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	85700	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	85200 (32927)	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	60000 (32927)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.8 cm
Copriferro netto minimo staffe:	8.6 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 [cm ²] 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	119600	0	0	181667	0	1.519	84.3(11.6)

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	-0.00137	0.0	50.0	0.00225	0.0	39.0	-0.00662	0.0	-39.0

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	0.000113747	-0.002187367	0.346	0.872

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 15.0 cm

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
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
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
--------	-----	------	-----	-----	------	----	------	-----	-----	-------

1 S 53200 155315 101601 79.9 88.5 21.80° 1.000 7.6 14.4(0.0)

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	107.6	0.0	50.0	-2556	0.0	-39.0	1277	32.0	5.0	1.00

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	107.0	0.0	50.0	-2541	0.0	-39.0	1277	32.0	5.0	0.50

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
Esito della verifica
S1 Massima tensione [daN/cm²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2 Minima tensione [daN/cm²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
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 $= 1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (\text{fctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M\text{fess}/M)^2$
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 $= 1.7 * e * srm$. 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	-66.2	0	0.125	23	53.0	0.925	0.00118 (0.00051)	161	0.322 (0.40)	32927	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	75.4	0.0	50.0	-1789	0.0	-39.0	1277	32.0	5.0	0.50

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	-46.6	0	0.125	23	53.0	0.849	0.00076 (0.00036)	161	0.208 (0.30)	32927	0

7.7.2 VERIFICA PER LA RIDUZIONE DI ARMATURA –TRATTO 1

Le sollecitazioni massime di verifica oltre la quota di riduzione armatura (da -3.0m da intradosso fondazione) sono le seguenti: (dal par. 7.6)

$N_{SLU} = 2221 \text{ kN}$ $M_{SLU} = 250 \text{ kNm}$ $T_{SLU} = 215 \text{ kN}$

$N_{SLErare} = 1948 \text{ kN}$ $M_{SLErare} = 180 \text{ kNm}$

$N_{SLEfreq} = 1850 \text{ kN}$ $M_{SLEfreq} = 177 \text{ kNm}$

$N_{SLEqp} = 1351 \text{ kN}$ $M_{SLEqp} = 125 \text{ kNm}$

Si adotta una gabbia di 20 ϕ 24:

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: palo1000-1gabbia

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:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	141.60	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80	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:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	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:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	50.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate

Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	39.0	20	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm
 Passo staffe: 15.0 cm

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	25000	0	21500	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	194800	18000	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	185000	17700 (32927)	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	135100	12500 (32927)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	9.8 cm
Copriferro netto minimo staffe:	8.6 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 [cm ²] 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	25000	0	0	124330	0	4.973	58.8(11.6)

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	-0.00243	0.0	50.0	0.00198	0.0	39.0	-0.00882	0.0	-39.0

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	0.000138386	-0.003419322	0.284	0.795

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe:	15.0 cm									
---------------	---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata									
Vsdu	Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro									
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso									
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									
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]									
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.									

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
--------	-----	------	-----	-----	------	----	------	-----	-----	-------

1 S 21500 149982 110585 81.4 83.8 21.80° 1.000 3.0 15.4(0.0)

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	36.3	0.0	50.0	140	0.0	-39.0	----	----	----	----

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	35.0	0.0	50.0	127	0.0	-39.0	----	----	----	----

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
Esito della verifica
S1 Massima tensione [daN/cm²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2 Minima tensione [daN/cm²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
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	5.2	0	----	----	----	----	----	----	----	32927	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	25.2	0.0	50.0	97	0.0	-39.0	----	----	----	----

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	4.1	0	----	----	----	----	----	----	----	32927	0

7.7.2 VERIFICA PER LA RIDUZIONE DI ARMATURA –TRATTO 2

Le sollecitazioni di cui al paragrafo precedente si utilizzano per verificare le sezioni di armatura delle gabbie che si dispongono per il resto della lunghezza del palo. Si adotta una gabbia composta da 8φ20 corrispondente a uno 0.32% di armatura della sezione di calcestruzzo.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: palo1000-1gabbia-2

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:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di calcolo fcd:	141.60 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	70.80 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:	314750 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	150.00 daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	112.50 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300 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:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30
Raggio circ.:	50.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	39.0	8	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	10 mm
Passo staffe:	15.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

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	25000	0	21500	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	194800	18000	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	185000	17700 (32927)	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	135100	12500 (32927)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	10.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	27.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	9.2	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	0	25000	0	0	40767	0	1.631	22.0(11.6)

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	-0.00652	0.0	50.0	0.00093	0.0	39.0	-0.01730	0.0	-39.0

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	0.000233696	-0.008184781	0.168	0.700

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 15.0 cm

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
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
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con $L=lungh.legat.proietta-$ ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	21500	133019	85466	84.9	71.3	21.80°	1.000	2.9	11.4(0.0)

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 tre 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	41.0	0.0	50.0	152	0.0	-39.0	----	----	----	----
---	---	------	-----	------	-----	-----	-------	------	------	------	------

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	39.5	0.0	50.0	138	0.0	-39.0	----	----	----	----

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/cm ²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [daN/cm ²] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica
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	= $1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$
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 = $1.7 * e * srm$. 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	5.4	0	----	----	----	----	----	----	----	32927	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	28.4	0.0	50.0	105	0.0	-39.0	----	----	----	----

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	4.4	0	----	----	----	----	----	----	----	32927	0

8. ALLEGATO: TABULATI CALCOLO CEDIMENTI

=====

GROUP for Windows, Version 7.0.1

Analysis of A Group of Piles
 Subjected to Axial and Lateral Loading

(c) Copyright ENSOFT, Inc., 1987-2006
 All Rights Reserved

***** INPUT INFORMATION *****

* TABLE C * LOAD AND CONTROL PARAMETERS

UNITS--

VERT.LOAD, KN HOR.LOADy, KN HOR.LOADz, KN
 0.1605D+05 0.4573D+04 -0.1080D+03

MOMENT-V , KN- M MOMENT-Hy, KN- M MOMENT-Hz, KN- M
 0.0000D+00 -0.4600D+03 -0.1218D+05

* THE LOADING IS STATIC *

KPYOP = 0 (CODE TO GENERATE P-Y CURVES)

(KPYOP = 1 IF P-Y YES; = 0 IF P-Y NO; = -1 IF P-Y ONLY)

* CONTROL PARAMETERS *

TOLERANCE ON CONVERGENCE OF FOUNDATION REACTION, = 0.100D-04 M

TOLERANCE ON DETERMINATION OF DEFLECTIONS = 0.254D-06 M

MAX NO OF ITERATIONS ALLOWED FOR FOUNDATION ANALYSIS = 100

MAXIMUM NO. OF ITERATIONS ALLOWED FOR PILE ANALYSIS = 100

* TABLE D * ARRANGEMENT OF PILE GROUPS

GROUP	CONNECT	NO OF PILE	PILE NO	L-S CURVE	P-Y CURVE
1	FIX	1	1	1	0
2	FIX	1	1	1	0
3	FIX	1	1	1	0
4	FIX	1	1	1	0
5	FIX	1	1	1	0
6	FIX	1	1	1	0
7	FIX	1	1	1	0
8	FIX	1	1	1	0
9	FIX	1	1	1	0

10 FIX 1 1 1 0
 11 FIX 1 1 1 0
 12 FIX 1 1 1 0

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 1 0.0000D+00 -.2530D+01 -.6110D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 2 0.0000D+00 0.0000D+00 -.4500D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 3 0.0000D+00 0.2530D+01 -.2890D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 4 0.0000D+00 -.2530D+01 -.3110D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 5 0.0000D+00 0.0000D+00 -.1500D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 6 0.0000D+00 0.2530D+01 0.1100D+00

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 7 0.0000D+00 -.2530D+01 -.1100D+00

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 8 0.0000D+00 0.0000D+00 0.1500D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 9 0.0000D+00 0.2530D+01 0.3110D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 10 0.0000D+00 -.2530D+01 0.2890D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 11 0.0000D+00 0.0000D+00 0.4500D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

GROUP VERT, M HORY, M HORz, M
 12 0.0000D+00 0.2530D+01 0.6110D+01

ALPHA ,DEG BETA ,DEG GROUND, M SPRING, KN- M
 0.0000 90.0000 0.00 0.00

* TABLE E * PILE GEOMETRY AND PROPERTIES

PILE TYPE = 1 - DRIVEN PILE
 = 2 - DRILLED SHAFT

PILE SEC INC LENGTH, M E , KN/ M**2 PILE TYPE
 1 1 80 0.2500D+02 0.3000D+08 2

PILE FROM, M TO, M DIAM, M AREA, M**2 I1, M**4 I2, M**4 GJ, M**2
 1 0.0000D+00 0.3000D+02 0.1000D+01 0.7850D+00 0.4910D-01 0.4910D-01 0.1276D+07

* TABLE F * AXIAL LOAD VS SETTLEMENT

(THE LOAD-SETTLEMENT CURVE OF SINGLE PILE IS GENERATED INTERNALLY)

NUM OF CURVES 1

CURVE 1 NUM OF POINTS 19

POINT	AXIAL LOAD, KN	SETTLEMENT, M
1	-0.1185D+04	-0.5153D-01
2	-0.1189D+04	-0.2613D-01
3	-0.1195D+04	-0.1343D-01
4	-0.8358D+03	-0.3046D-02
5	-0.5222D+03	-0.1583D-02
6	-0.1128D+03	-0.3211D-03
7	-0.5644D+02	-0.1606D-03
8	-0.1131D+02	-0.3213D-04
9	-0.1153D+01	-0.3234D-05
10	0.0000D+00	0.0000D+00
11	0.2049D+03	0.1987D-03
12	0.3153D+03	0.3237D-03
13	0.8061D+03	0.8796D-03
14	0.1056D+04	0.1227D-02
15	0.2040D+04	0.3096D-02
16	0.2633D+04	0.4902D-02
17	0.4080D+04	0.1650D-01
18	0.4740D+04	0.2990D-01
19	0.5420D+04	0.5602D-01

* TABLE T * TORS. MOM. VS ANGLE ROT.

(THE TORQUE-ROTATION CURVE OF SINGLE PILE IS GENERATED INTERNALLY)

NUM OF CURVES 1

CURVE 1 NUM OF POINTS 19

POINT	TORS.MOMEN, KN- M	ROT. ANGLE, Rad.
1	-0.4767D+03	-0.1079D+00
2	-0.4782D+03	-0.5716D-01
3	-0.4805D+03	-0.3179D-01
4	-0.3478D+03	-0.9642D-02
5	-0.2263D+03	-0.5461D-02
6	-0.5019D+02	-0.1149D-02
7	-0.2510D+02	-0.5744D-03
8	-0.5019D+01	-0.1149D-03
9	-0.5019D+00	-0.1149D-04
10	0.0000D+00	0.0000D+00
11	0.5019D+00	0.1149D-04
12	0.5019D+01	0.1149D-03
13	0.2510D+02	0.5744D-03
14	0.5019D+02	0.1149D-02
15	0.2263D+03	0.5461D-02
16	0.3478D+03	0.9642D-02
17	0.4805D+03	0.3179D-01

18	0.4782D+03	0.5716D-01
19	0.4767D+03	0.1079D+00

* TABLE H * SOIL DATA FOR AUTO P-Y CURVES

SOILS INFORMATION

AT THE GROUND SURFACE = 0.00 M

2 LAYER(S) OF SOIL

LAYER 1

THE SOIL IS A SAND

X AT THE TOP OF THE LAYER = 0.00 M

X AT THE BOTTOM OF THE LAYER = 11.00 M

MODULUS OF SUBGRADE REACTION = 0.150D+05 KN/ M**3

LAYER 2

THE SOIL IS A SAND

X AT THE TOP OF THE LAYER = 11.00 M

X AT THE BOTTOM OF THE LAYER = 32.00 M

MODULUS OF SUBGRADE REACTION = 0.150D+05 KN/ M**3

DISTRIBUTION OF EFFECTIVE UNIT WEIGHT WITH DEPTH

4 POINTS

X, M	WEIGHT, KN/ M**3
0.0000	0.9000D+01
11.0000	0.9000D+01
11.0000	0.9000D+01
32.0000	0.9000D+01

DISTRIBUTION OF STRENGTH PARAMETERS WITH DEPTH

4 POINTS

X	C	PHI,DEGREES	E50	FMAX	TIPMAX
M	KN/ M**2		KN/ M**2	KN/ M**2	KN/ M**2
0.00	0.0000E+00	33.000	0.0000E+00	0.1000E+02	0.0000E+00
11.00	0.0000E+00	33.000	0.0000E+00	0.1000E+02	0.0000E+00
11.00	0.0000E+00	33.000	0.0000E+00	0.2000E+02	0.0000E+00
32.00	0.0000E+00	33.000	0.0000E+00	0.2000E+02	0.0000E+00

REDUCTION FACTORS FOR CLOSELY-SPACED PILE GROUPS ALONG Y-DIRECTION

ESTIMATED ASSUMING MOVEMENT IN THE DIRECTION OF Y-FORCE (+)

GROUP NO	P-FACTOR	Y-FACTOR
----------	----------	----------

1	0.69	1.00
2	0.62	1.00
3	0.80	1.00
4	0.44	1.00
5	0.44	1.00
6	0.74	1.00
7	0.41	1.00
8	0.43	1.00
9	0.74	1.00
10	0.45	1.00
11	0.51	1.00
12	0.87	1.00

REDUCTION FACTORS FOR CLOSELY-SPACED PILE GROUPS ALONG Z-DIRECTION
 ESTIMATED ASSUMING MOVEMENT IN THE DIRECTION OF Z-FORCE (-)

GROUP NO	P-FACTOR	Y-FACTOR
1	0.87	1.00
2	0.70	1.00
3	0.74	1.00
4	0.55	1.00
5	0.41	1.00
6	0.50	1.00
7	0.47	1.00
8	0.36	1.00
9	0.47	1.00
10	0.51	1.00
11	0.42	1.00
12	0.55	1.00

REDUCTION FACTORS FOR CLOSELY-SPACED PILE GROUPS, COMBINED Y AND Z DIRECTIONS
 ESTIMATED USING MOVEMENT IN THE DIRECTION OF PILE CAP DISPLACEMENTS

GROUP NO	P-FACTOR	Y-FACTOR
1	0.70	1.00
2	0.62	1.00
3	0.80	1.00
4	0.44	1.00
5	0.44	1.00
6	0.74	1.00
7	0.41	1.00
8	0.43	1.00

9	0.74	1.00
10	0.45	1.00
11	0.51	1.00
12	0.86	1.00

***** COMPUTATION RESULTS *****

VERT. LOAD, KN HOR. LOADy, KN HOR. LOADz, KN
 0.1605D+05 0.4573D+04 -0.1080D+03

MOMENT-V, M- KN MOMENT-Hy, M- KN MOMENT-Hz, M- KN
 0.0000D+00 -0.4600D+03 -0.1218D+05

DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION

VERTICAL, M HORIZONTALy, M HORIZONTALz, M
 0.2057D-02 0.1059D-01 -0.8644D-03

ANGLE ROT.x,RAD ANGLE ROT.y,RAD ANGLE ROT.z,RAD

0.2787D-04 -0.2259D-03 -0.9950D-03

NUMBER OF ITERATIONS = 5

* PILE GROUP * 3

PILE DISPLACEMENTS

THE GLOBAL STRUCTURAL COORDINATE SYSTEM

 VDISPL, M HDISPLy, M HDISPLz, M ROT. V,RAD ROT.Hy,RAD ROT.Hz,RAD
 0.523D-02 0.107D-01 -0.794D-03 0.279D-04 -0.226D-03 -0.995D-03

9. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E 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.

9.1 PROGRAMMA 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



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_{e2} , 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:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{e2}} \right)^n \right] \quad (1)$$

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.

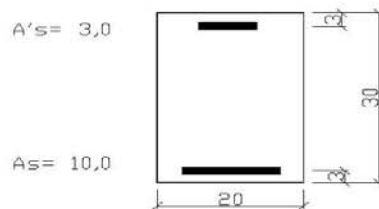
Le stampe complete di input ed output relative a tutti gli esempi sono naturalmente riproducibili caricando detti files di esempio e mandando in esecuzione il programma.



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 pianerottolo 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}
----------	----------	------------



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

(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) $\alpha_c = 2,5(1-\sigma_{cp}/f_{cd}) = 0$ 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 $f_{ck} > 500$.

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)

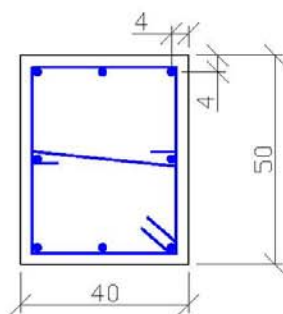
Assunti momento flettente M_x ed armature longitudinali arbitrarie, si è eseguito il calcolo di progetto della sezione avendo preventivamente assegnato il valore di 12 al diametro delle staffe nella finestra delle opzioni armature e di calcolo.

Il calcolo fornisce un passo di 20,3 cm alle staffe $\phi 12$ 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 $\phi 16$ (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 presso-flessione 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 $ec2$: 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:



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

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,0 sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 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,0 sez.)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 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,0 sez.)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 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,0 gen.
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 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.
 bw Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce. 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 tensione-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.



Geostru Software – Validazione codice di calcolo

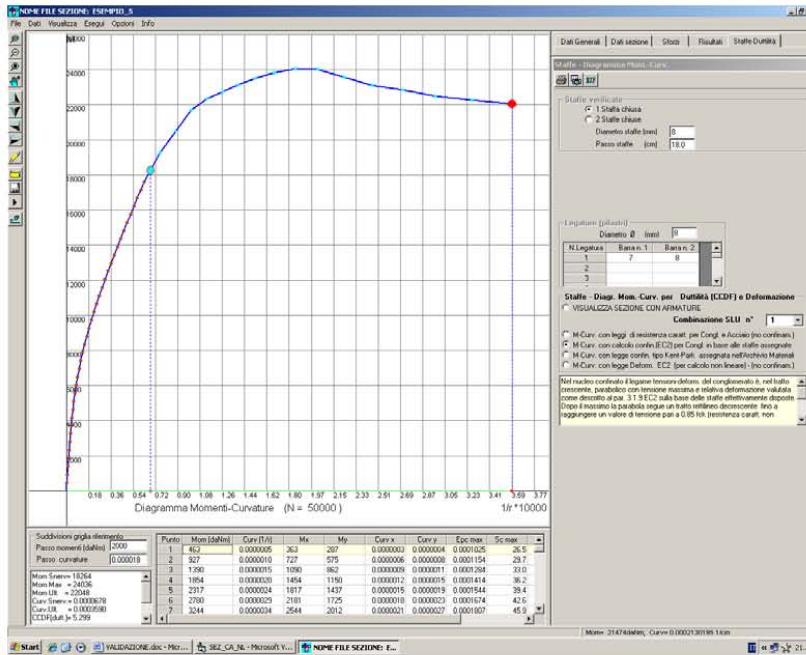


DIAGRAMMA MOMENTI-CURVATURE Comb. N° 1 (N = 50000 daN)
NOME SEZIONE: ESEMPIO_5

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



Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

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 corrispond. 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 corrispond. di epc max
 epf min Deformazione unit. minima acciaio (negativa se di trazione)
 Sf min Tensione acciaio [daN/cm²] in corrispond. 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

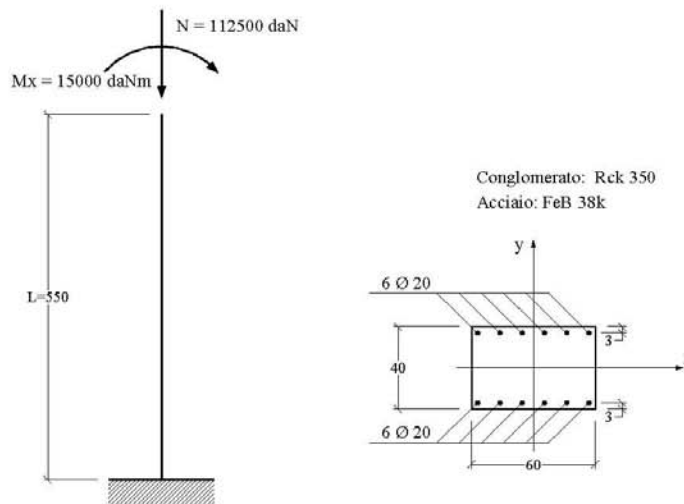


Geostru Software – Validazione codice di calcolo RC-SEC

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	23826	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:

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

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

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

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

$$\epsilon_{ud_ult} = 0,01$$

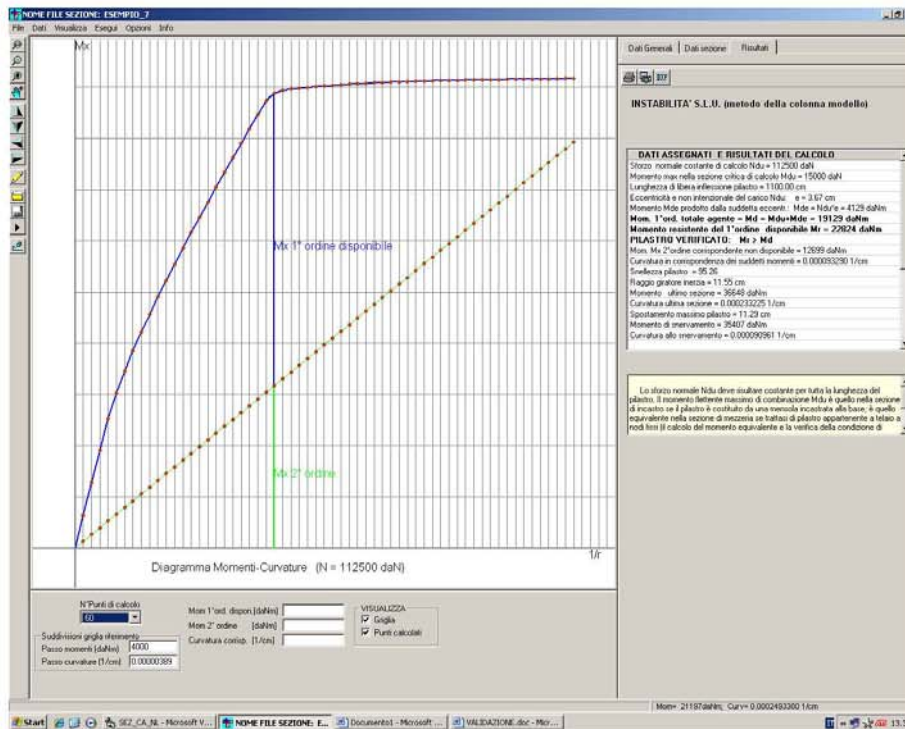
In particolare i dati relativi agli sforzi agenti richiesti dal programma sono i seguenti:

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 Md 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

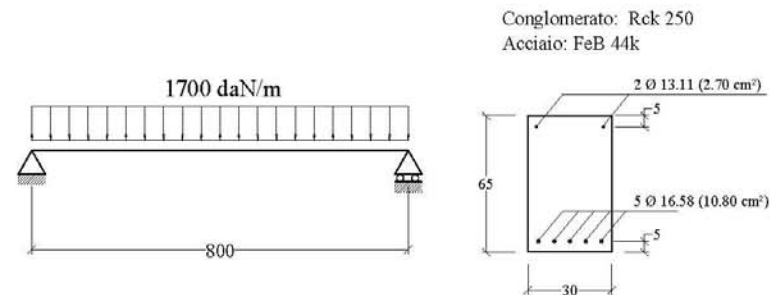
33	0.000128274	36212	18751	17461
34	0.000132161	36248	18258	17990
35	0.000136048	36283	17763	18520
36	0.000139935	36314	17266	19049
37	0.000143822	36343	16765	19578
38	0.000147709	36366	16259	20107
39	0.000151596	36391	15755	20636
40	0.000155483	36414	15249	21165
41	0.000159370	36434	14740	21694
42	0.000163257	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



Geostru Software – Validazione codice di calcolo

RC-SEC

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 ($t = \text{infinito}$) 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
- $f_{cm} = 25 \text{ daN/cm}^2$ = resistenza media a trazione del conglomerato
- $\varphi(t, t_0) = 2.5$ = coeff. di viscosità valutato da t_0 al tempo finale t
- $\varepsilon_{cs}(t, t_0) = 0.00025$ = 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



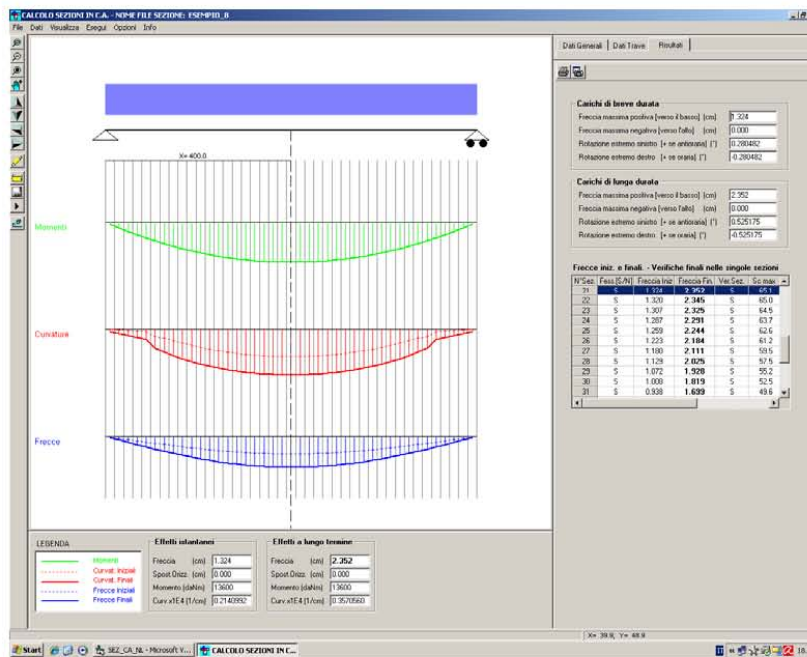
Geostru Software – Validazione codice di calcolo

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 curvature 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

CV19 - RELAZIONE GEOTECNICA- PALI DI FONDAZIONE SPALLE



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

9.2 PROGRAMMA GROUP



ENSOFT, Inc.

Engineering Software

www.ensoftinc.com

E-mail: ensoft@ensoftinc.com

Phone: (512) 244-6464

3003 W. Howard Lane

Austin, Texas 78728

Fax: (512) 244-6067

9.2.1 INTRODUZIONE

Il software GROUP è stato riconosciuto come utile strumento di progettazione per analizzare il comportamento di paratie di pali soggette sia a carichi assiali che laterali. Il software è stato sviluppato per calcolare la distribuzione dei carichi (verticali, laterali e momenti) dal cordolo a un gruppo di pali. I pali possono essere infissi verticalmente o battuti nel terreno e le teste dei pali fissate, o bloccate elasticamente al cordolo di testa. La trave di testa può abbassarsi, traslare, e ruotare, e si assume come corpo rigido.

Il programma calcolerà la risposta non lineare del terreno, sotto forma di curve $t-z$ e $q-w$ per il carico assiale, $t-r$ per il carico torsionale, e $p-y$ per la spinta laterale. Tramite un procedimento di iterazione, si ottiene la risposta non lineare di ogni singolo palo. Per la risoluzione del problema devono essere soddisfatte le equazioni di equilibrio. Il programma permette di valutare la compatibilità tra lo spostamento del palo e la risposta del terreno, e tra lo spostamento della trave e lo spostamento della testa del palo. GROUP v7.0 permette all'utente di analizzare il comportamento della paratia di pali utilizzando sia il modello bidimensionale per i pali nel caso di paratia simmetrica o il modello tridimensionale per pali in posizione non simmetrica.

I software GROUP Versione 1(1987), Versione 2 (1990), Versione 3 (1994), Versione 4 (1996), Versione 5 (2000), Versione 6 (2003) e Versione 7 (2006) sono stati sviluppati da *Ensoft, Inc. in Austin, Texas, United States of America*. *Ensoft* ha applicato tecnologia avanzata, la maggior parte basata sulle ultime ricerche, nella scrittura del software per la risoluzione di problemi matematici complessi che si presentano nell'ingegneria geotecnica e strutturale. Migliaia di aziende private, agenzie governative e università degli Stati Uniti e altri 40 paesi hanno scelto il software sviluppato da *Ensoft, Inc.* per i loro progetti di ingegneria.

9.2.2 VALIDAZIONE DATI OUTPUT

Sono stati considerati dalla *Ensoft, Inc.* diversi passi per verificare i dati di output ottenuti dal software GROUP. L'utente, se lo desidera, può facilmente verificare alcuni calcoli elementari qui descritti.

1. GROUP fornisce i carichi assiali, laterali e i momenti alla testa di ogni palo, lungo le rispettive direzioni. Group mostra inoltre le forze e i momenti applicati alla testa della trave o alla fondazione. Il progettista può facilmente verificare l'equilibrio statico del cordolo di testa. Gli stessi calcoli sono stati fatti a mano e mostrano come l'equilibrio statico è raggiunto con successo dai dati ottenuti tramite il software Group.
2. Con riferimento all'equilibrio statico dei pali sotto il carico assiale, i singoli carichi assiali indicati per i pali possono essere prontamente confrontati con la portata stessa dei pali. Attraverso l'utilizzo di calcoli indipendenti, si può confrontare il carico assiale sui singoli pali con la relativa portata.
3. Con riferimento all'equilibrio statico dei singoli pali, si possono calcolare i valori di resistenza del terreno lungo tutto il singolo palo e per ognuno dei pali del gruppo. Con i carichi calcolati alla testa di ogni singolo palo, può essere effettuata una verifica dell'equilibrio delle forze laterali. Una verifica soddisfacente può essere fatta

attraverso un rapido calcolo; una verifica più approfondita può essere svolta integrando il carico distribuito. In questo modo, le verifiche mostrano come i singoli pali siano in equilibrio con le forze.

4. Utilizzando le forze concentrate calcolate, insieme al carico laterale e al momento alla testa del palo, può essere verificato l'equilibrio dei momenti. I risultati del software Group mostrano che l'equilibrio dei momenti è sempre soddisfatto pur con piccole e insignificanti discrepanze per effetto di approssimazioni numeriche.
5. L'ultima verifica interna è relativa agli spostamenti calcolati del sistema. Nel passato sono state intraprese diverse verifiche. (a) Con riferimento al carico assiale, il carico e lo spostamento alla testa dei pali può essere valutato confrontando le curve $t-z$ e $q-w$ inserite come dati di input. Il tutto trascurando il taglio elastico nel palo, effetto del secondo ordine. Alcuni semplici calcoli possono dimostrare che i carichi assiali e gli spostamenti alla testa del palo sono considerevoli. (b) Con riferimento ai carichi laterali, il primo step è quello di confrontarli con i dati di output ottenuti per confermare che il carico distribuito (portata del terreno), e gli spostamenti distribuiti lungo la lunghezza del palo sono coerenti con la curva $p-y$ che è stata inserita. Se sono state utilizzate le equazioni per calcolare i valori di p e y , è necessario applicare (verificare) le equazioni in un numero sufficiente di punti per mostrare che le caratteristiche del terreno per i carichi laterali sono state seguite correttamente. Il secondo step circa il carico laterale è quello di impiegare il diagramma dello punto 4, e usare i principi della meccanica per accertarsi che l'abbassamento dei singoli pali è stato calcolato correttamente.

9.2.3 LETTERATURA E APPLICAZIONI

Prove sperimentali su pali in situ hanno confermato la validità del software GROUP. Il libro di Reese & Van Impe (2001) presenta una discussione sullo sviluppo dei metodi utilizzati dal programma GROUP e applica i metodi in diversi casi studio: Matlock, et al, (1980); Brown, et al, (1987); Brown, et al, (1988); Rollins, et al, (1985); Ruesta & Townsend, 1997, and Awoshika (1971). In aggiunta ai confronti fra analisi ed esperimenti, Reese & Van Impe presentano applicazioni del metodo ai calcoli di una struttura offshore e ad una paratia di pali in fondazione. Il libro include inoltre una lista di riferimenti pubblicati che stabiliscono diverse verifiche con risultati da test strumentali effettuati.

Con riferimenti ai calcoli verificati a mano, si rimanda alla seguente pubblicazione: *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*, di L. C. Reese, W. M. Isenhower & S. T. Wang (Wiley, Nov. 2005).

Le due pubblicazioni descritte in questa relazione possono essere acquistate direttamente dagli editori e sono inoltre disponibili dalla compagnia Ensoft, Inc.

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

STUDIO CORONA S.r.l.

I.T. S.r.l.

CONSORZIO UNING

SETAC S.r.l.

DOTT. DANILO GALLO

ECOPLAN S.r.l.

E&G S.r.l.

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

ING. RENATO DEL PRETE
