

PROGETTO, C.S.P.:

CAPOGRUPPO:



Sede legale: 00192 Roma - via Paolo Emilio, 34
Uffici: 86170 Isernia (IS) - via Libero Testa, 15/A
Uffici: 60026 Numana (AN) - via Loreto, 15
tel +390865411942 - fax +390865234579
spm@melfiprogetti.it - spm@pec.it
www.melfiprogetti.it



dott.arch. Carlo Melfi dott.ing. Roberto Melfi



MANDANTI:

geom. Marco Giovanchelli
dott.geol. Andrea Venosini



REGIONE TOSCANA



COMUNE DI CANTAGALLO

(Provincia di Prato)

OPERE DI BONIFICA PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO SU VERSANTE SOGGETTO A FRANA IN LOCALITA' "CASE DI SOTTO - MIGLIANA"

PROGETTO ESECUTIVO

Redatto ai sensi del D.Lgs. n°50 del 18.04.16 e s.m.i.

ALLEGATO:

OPERE STRUTTURALI:
Relazione sui contenuti del punto 10.2 del D.M. 2018 e manuali validazione software

CODICE ELABORATO:

H.07

--

R.U.P.
dott.arch. Nicola SERINI

A TERMINI DI LEGGE QUESTO PROGETTO E' DI PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA S.P.M. S.R.L. ED E' VIETATO RIPRODURLO O COMUNICARNE A TERZI IL CONTENUTO SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE

C.U.P. F84J18000890009

DATA NOVEMBRE 2022

INDICE MODIFICHE	N°	MODIFICHE	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
2	REV_2	DATA 11.22	SIGLA 410	DATA 11.22	SIGLA 404-415
1	REV_1	DATA 10.22	SIGLA 406-408-413	DATA 10.22	SIGLA 404-415
0	1^ EMISSIONE	DATA 04.22	SIGLA 406-408-413	DATA 04.22	SIGLA 404-415

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Briglia con gabbioni

Tipo di analisi svolta per la verifica di stabilità dei muri in gabbioni

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.
- Calcolo della portanza assiale e trasversale dei pali. Progetto e verifica delle armature dei pali inseriti.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX15.0 - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	15.04b
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	S.P.M. S.R.L.
Licenza	AIU59037G

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle

basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Terzaghi	
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)		Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof	
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna	
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N\gamma$) ridotta (B')		Larghezza
Fattori di forma e inclinazione del carico	Fattori di inclinazione e fattori di forma	
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra		

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Fellenius
---	-----------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante 0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione 50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni SI
Considera terreno sulla fondazione di valle NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO
Sezioni verifica muri a gravità Tutte
Richiesto controllo eccentricità verifiche muro a gravità in cls

Tombino di raccolta acque di dreno

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi DINAMICA MODALE secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limiti. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MODEST: – <i>Modellatore strutturale per le strutture in c.a., acciaio, legno.</i>
Versione	8.24
Produttore	TECNISOFT s.a.s– via F.Ferrucci,203/C - 59100 Prato
Utente	S.P.M. S.R.L.
Licenza	6811

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice TECNISOFT ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Sintesi dei risultati:

SINTESI

Sintesi

Tipo di normativa: stati limite D.M. 18

Tipo di calcolo: analisi sismica statica

Dati generali della struttura

- Sito di costruzione: Cantagallo LON. 11.09794 LAT. 43.99325

Contenuto tra ID reticolo: 18947 18946 19169 19168

Pericolosità sismica di base

Simbologia

Ag =Accelerazione orizzontale massima al sito

C_C =Coefficiente funzione della categoria del suolo

FV =Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale

F_o =Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

S =Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica

S_S =Coefficiente di amplificazione stratigrafica

T_R =Periodo di ritorno <anni>

TB =Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

TC =Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante

TC =Tipo di combinazione di carico

C

SLU = Stato limite ultimo

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLO = Stato limite di operatività

SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

TD =Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante

Tc =Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale <sec>

*

TCC	T _R	Ag <g>	F _o	FV	Tc*	S _S	C _C	S	TC	TB	TD
SLO	45	0.0701	2.45	0.88	0.26	1.20	1.44	1.20	0.37	0.12	1.88
SLD	75	0.0889	2.43	0.98	0.27	1.20	1.43	1.20	0.38	0.13	1.96
SLV	712	0.2124	2.41	1.50	0.28	1.20	1.41	1.20	0.40	0.13	2.45

- Edificio esistente: No

- Tipo di opera: Opera ordinaria

- Vita nominale V_N: 50.00

- Classe d'uso: Classe III

- Coefficiente d'uso CU: 1.50

- Periodo di riferimento VR: 75.00

Dati di piano

Simbologia

Ea =Eccentricità complessiva

Ex =Eccentricità in dir. X

Ey =Eccentricità in dir. Y

Imp. =Numero dell'impalcato

Lx =Dimensione del piano in dir. X

Ly =Dimensione del piano in dir. Y

Imp.	Lx	Ly	Ex	Ey	Ea
	<m>	<m>	<m>	<m>	<m>
1	2.50	0.00	0.12	0.00	0.12

Dati di progetto

- Categoria del suolo di fondazione: B
- Tipologia strutturale: c.a. o prefabbricata a pareti non accoppiate

Periodo T_1	0.05
Coeff. λ SLO	1.00
Coeff. λ SLD	1.00
Coeff. λ SLV	1.00
Rapporto di sovraresistenza (α_w/α_1)	1.10
Valore di riferimento del fattore di comportamento (q_0)	3.00
Fattore riduttivo (K_w)	0.78
Fattore riduttivo regolarità in altezza (KR)	0.80
Fattore di comportamento dissipativo (q)	1.87
Fattore di comportamento non dissipativo (qND)	1.25
Fattore di comportamento per SLD (qD)	1.25

- Categoria topografica: T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
- Coeff. amplificazione topografica S_T : 1.00
- Accelerazione di picco del terreno AgS: 0.2538 <g>
- Quota di riferimento: 0.00 <m>
- Quota max della struttura: 1.00 <m>
- Altezza della struttura: 1.00 <m>
- Numero piani edificio: 1
- Coefficiente θ : 0.00
- Edificio regolare in altezza: No
- Edificio regolare in pianta: Sì
- Struttura dissipativa: No
- Fattore di comportamento per sisma verticale (q_v): 1.50
- Smorzamento spettro: 5.00%

Spettro SLD.TXT :

0.0000	1.0463
0.0500	1.4348
0.1000	1.8233
0.1278	2.0391
0.1500	2.0391
0.2000	2.0391
0.2500	2.0391
0.3000	2.0391
0.3500	2.0391
0.3833	2.0391
0.4000	1.9540
0.4500	1.7369
0.5000	1.5632
0.5500	1.4211
0.6000	1.3027
0.6500	1.2025
0.7000	1.1166
0.7500	1.0421
0.8000	0.9770
0.8500	0.9195
0.9000	0.8685
0.9500	0.8227
1.0000	0.7816

1.0500	0.7444
1.1000	0.7106
1.1500	0.6797
1.2000	0.6513
1.2500	0.6253
1.3000	0.6012
1.3500	0.5790
1.4000	0.5583
1.4500	0.5390
1.5000	0.5211
1.5500	0.5043
1.6000	0.4885
1.6500	0.4737
1.7000	0.4598
1.7500	0.4466
1.8000	0.4342
1.8500	0.4225
1.9000	0.4114
1.9500	0.4008
1.9555	0.3997
2.0000	0.3821
2.0500	0.3637
2.1000	0.3466
2.1500	0.3307
2.2000	0.3158
2.2500	0.3019
2.3000	0.2889
2.3500	0.2768
2.4000	0.2654
2.4500	0.2546
2.5000	0.2446
2.5500	0.2351
2.6000	0.2261
2.6500	0.2177
2.7000	0.2097
2.7500	0.2021
2.8000	0.1950
2.8500	0.1882
2.9000	0.1817
2.9500	0.1756
3.0000	0.1744
3.0500	0.1744
3.1000	0.1744
3.1500	0.1744
3.2000	0.1744
3.2500	0.1744
3.3000	0.1744
3.3500	0.1744
3.4000	0.1744
3.4500	0.1744
3.5000	0.1744
3.5500	0.1744
3.6000	0.1744
3.6500	0.1744
3.7000	0.1744
3.7500	0.1744
3.8000	0.1744
3.8500	0.1744
3.9000	0.1744
3.9500	0.1744
4.0000	0.1744

Spettro SLO.TXT :

0.0000	0.8257
0.0500	1.3059
0.1000	1.7862
0.1249	2.0257
0.1500	2.0257
0.2000	2.0257
0.2500	2.0257
0.3000	2.0257
0.3500	2.0257
0.3748	2.0257
0.4000	1.8981
0.4500	1.6872
0.5000	1.5185
0.5500	1.3804
0.6000	1.2654
0.6500	1.1680
0.7000	1.0846
0.7500	1.0123
0.8000	0.9490
0.8500	0.8932
0.9000	0.8436
0.9500	0.7992
1.0000	0.7592
1.0500	0.7231
1.1000	0.6902
1.1500	0.6602
1.2000	0.6327
1.2500	0.6074
1.3000	0.5840
1.3500	0.5624
1.4000	0.5423
1.4500	0.5236
1.5000	0.5062
1.5500	0.4898
1.6000	0.4745
1.6500	0.4601
1.7000	0.4466
1.7500	0.4338
1.8000	0.4218
1.8500	0.4104
1.8806	0.4037
1.9000	0.3955
1.9500	0.3755
2.0000	0.3569
2.0500	0.3397
2.1000	0.3238
2.1500	0.3089
2.2000	0.2950
2.2500	0.2820
2.3000	0.2699
2.3500	0.2585
2.4000	0.2479
2.4500	0.2379
2.5000	0.2284
2.5500	0.2196
2.6000	0.2112
2.6500	0.2033
2.7000	0.1959

2.7500	0.1888
2.8000	0.1821
2.8500	0.1758
2.9000	0.1698
2.9500	0.1641
3.0000	0.1586
3.0500	0.1535
3.1000	0.1486
3.1500	0.1439
3.2000	0.1394
3.2500	0.1352
3.3000	0.1311
3.3500	0.1272
3.4000	0.1235
3.4500	0.1200
3.5000	0.1166
3.5500	0.1133
3.6000	0.1102
3.6500	0.1072
3.7000	0.1043
3.7500	0.1015
3.8000	0.0989
3.8500	0.0963
3.9000	0.0939
3.9500	0.0915
4.0000	0.0892

Spettro SND.TXT :

0.0000	2.4897
0.0500	3.3564
0.1000	4.2232
0.1340	4.8131
0.1500	4.8131
0.2000	4.8131
0.2500	4.8131
0.3000	4.8131
0.3500	4.8131
0.4000	4.8131
0.4021	4.8131
0.4500	4.3008
0.5000	3.8707
0.5500	3.5188
0.6000	3.2256
0.6500	2.9775
0.7000	2.7648
0.7500	2.5805
0.8000	2.4192
0.8500	2.2769
0.9000	2.1504
0.9500	2.0372
1.0000	1.9354
1.0500	1.8432
1.1000	1.7594
1.1500	1.6829
1.2000	1.6128
1.2500	1.5483
1.3000	1.4887
1.3500	1.4336
1.4000	1.3824
1.4500	1.3347

1.5000	1.2902
1.5500	1.2486
1.6000	1.2096
1.6500	1.1729
1.7000	1.1384
1.7500	1.1059
1.8000	1.0752
1.8500	1.0461
1.9000	1.0186
1.9500	0.9925
2.0000	0.9677
2.0500	0.9441
2.1000	0.9216
2.1500	0.9002
2.2000	0.8797
2.2500	0.8602
2.3000	0.8415
2.3500	0.8236
2.4000	0.8064
2.4495	0.7901
2.4500	0.7898
2.5000	0.7585
2.5500	0.7290
2.6000	0.7013
2.6500	0.6751
2.7000	0.6503
2.7500	0.6269
2.8000	0.6047
2.8500	0.5836
2.9000	0.5637
2.9500	0.5447
3.0000	0.5267
3.0500	0.5096
3.1000	0.4933
3.1500	0.4778
3.2000	0.4630
3.2500	0.4488
3.3000	0.4353
3.3500	0.4224
3.4000	0.4167
3.4500	0.4167
3.5000	0.4167
3.5500	0.4167
3.6000	0.4167
3.6500	0.4167
3.7000	0.4167
3.7500	0.4167
3.8000	0.4167
3.8500	0.4167
3.9000	0.4167
3.9500	0.4167
4.0000	0.4167

Condizioni di carico elementari

Simbologia

CCE =Numero della condizione di carico elementare

Comm. =Commento

Dir. =Direzione del vento

Jpx =Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X

Jpy =Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y

Jpz =Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

Mx =Moltiplicatore della massa in dir. X
 My =Moltiplicatore della massa in dir. Y
 Mz =Moltiplicatore della massa in dir. Z
 Sic. =Contributo alla sicurezza
 S = a sfavore
 Tipo =Tipologia di pressione vento
 M = Massimizzata
 E = Esterna
 I = Interna
 Tipo =Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
 CCE
 Var. =Tipo di variabilità
 B = di base
 s =Coeff. di riduzione (T.A. o S.L. D.M. 96)

CC E	Comm.	Tipo CCE	Sic.	Var.	s	Dir. <grad >	Tipo	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	Permanente strutturale	1	S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
2	Permanente non strutturale	2	S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3	Accidentale	8	S	B	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
4	spinta x	1	S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
5	spinta y	1	S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
6	incremento spinta x	1	S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
7	incremento spinta y	1	S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Elenco baricentri e masse impalcati

Simbologia

Imp. =Numero dell'impalcato
 Jpz =Massa rotazionale intorno all'asse Z
 Mo =Massa orizzontale
 X =Coordinata X
 Y =Coordinata Y
 Z =Coordinata Z

Imp.	X <m>	Y <m>	Z <m>	Mo <kg>	Jpz <kg*mq >
1	1.25	1.50	1.00	1393.67	733.64

Totali masse impalcati

Mo <kg>	Jpz <kg*mq >
1393.67	733.64

Materiali

Cemento armato

Elenco dei criteri di progetto e delle loro principali caratteristiche meccaniche utilizzate:

Pareti: 2 Pareti debolmente armate con doppia armatura

Calcestruzzo

Tipo di calcestruzzo: C32/40

Rck calcestruzzo (Rck calcestruzzo) <daN/cm²>: 400.00

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo (Fck) <daN/cm²>: 332.00

Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (Fctk) <daN/cm²>: 21.69

α_{cc} : 0.85

γ_c : 1.50

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo (F_{cd}) <daN/cm²>: 188.13

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo (F_{ctd}) <daN/cm²>: 14.46

Acciaio

Tipo di acciaio: B450C

Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (F_{yk}) <daN/cm²>: 4500.00

γ_s : 1.15

Resistenza di calcolo dell'acciaio (F_{yd}) <daN/cm²>: 3913.04

Solette/Platee: 1

Calcestruzzo

Tipo di calcestruzzo: C25/30

Rck calcestruzzo (R_{ck} calcestruzzo) <daN/cm²>: 300.00

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo (F_{ck}) <daN/cm²>: 249.00

Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (F_{ctk}) <daN/cm²>: 17.91

α_{cc} : 0.85

γ_c : 1.50

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo (F_{cd}) <daN/cm²>: 141.10

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo (F_{ctd}) <daN/cm²>: 11.94

Acciaio

Tipo di acciaio: B450C

Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (F_{yk}) <daN/cm²>: 4500.00

γ_s : 1.15

Resistenza di calcolo dell'acciaio (F_{yd}) <daN/cm²>: 3913.04

Prove in sito

Elenco colonne stratigrafiche

Simbologia

ϕ'	=Angolo di attrito efficace
γ	=Peso specifico del terreno naturale
γ_{sat}	=Peso specifico del terreno saturo
Class.	=Classificazione Inc. = Incoerente
E	=Modulo elastico normale
E_{cd}	=Modulo edometrico
G	=Modulo elastico tangenziale
Spess.	=Spessore
St.	=Strato
Unità geotecnica	=Unità geotecnica
c_u	=Coesione non drenata
c'	=Coesione efficace
z	=Profondità della superficie superiore dello strato

Colonna stratigrafica numero 1 colonna 1

St.	z <m>	Spess. <cm>	Unità geotecnica	Class.	γ <daN/mc>	γ_{sat} <daN/mc>	ϕ' <grad>	c' <daN/mq>	c_u <daN/mq>	E <daN/mq>	G <daN/mq>	E_{ed} <daN/mq>
1	0.00	-	1 Limo sabbioso media consistenza	Inc.	1930.00	2050.00	33.44	2400.00		1250000.00	462963.00	2010000.00

Le verifiche degli elementi di fondazione sono state effettuate utilizzando l'approccio 2 - Combinazione 1.

Coefficienti parziali per le azioni, per verifiche in condizioni statiche:

Permanenti strutturali, sicurezza a favore $\gamma_A = 1.00$;

Permanenti strutturali, sicurezza a sfavore $\gamma_A = 1.30$;

Permanenti non strutturali, sicurezza a favore $\gamma_A = 0.00$;

Permanenti non strutturali, sicurezza a sfavore $\gamma_A = 1.50$;
 Variabili, sicurezza a favore $\gamma_A = 0.00$;
 Variabili, sicurezza a sfavore $\gamma_A = 1.50$.

I coefficienti parziali per le azioni sono posti pari all'unità per le verifiche in condizioni sismiche.

Tali coefficienti sono comunque desumibili dalla tabella delle combinazioni delle CCE (Parametri di calcolo).

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici:

Tangente dell'angolo di attrito $\gamma_M = 1.00$;
 Coesione efficace $\gamma_M = 1.00$;
 Coesione non drenata $\gamma_M = 1.00$;

Coefficienti parziali per la resistenza delle fondazioni superficiali:

Capacità portante $\gamma_R = 2.30$;

Scorrimento $\gamma_R = 1.10$;

Coefficienti parziali per la resistenza delle fondazioni profonde:

Per pali infissi:

Resistenza alla base $\gamma_{R,b} = 1.15$;

Resistenza laterale in compressione $\gamma_{R,s} = 1.15$;

Resistenza laterale in trazione $\gamma_{R,t} = 1.25$;

Per pali trivellati:

Resistenza alla base $\gamma_{R,b} = 1.35$;

Resistenza laterale in compressione $\gamma_{R,s} = 1.15$;

Resistenza laterale in trazione $\gamma_{R,t} = 1.25$;

Per pali ad elica continua:

Resistenza alla base $\gamma_{R,b} = 1.30$;

Resistenza laterale in compressione $\gamma_{R,s} = 1.15$;

Resistenza laterale in trazione $\gamma_{R,t} = 1.25$;

Fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica desumibile dai criteri di progetto.

Spostamenti massimi d'impalcato

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Imp. = Numero dell'impalcato

Nod = Numero del nodo

o

Sx = Spostamento in dir. X

Sy = Spostamento in dir. Y

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLO = Stato limite di operatività

SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

Imp.	TCC	Nodo	Sx <cm>	CC	Nodo	Sy <cm>	CC
1	SLO	-1020	0.00000	84	-1020	-0.01976	96
1	SLD	-1020	0.00000	83	-1020	-0.02209	95

Minimo coefficiente di sicurezza

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Elem. =Elemento
 Sic. =Sicurezza
 TCC =Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLO = Stato limite di operatività
 SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
 TV =Tipo di verifica
 PRFL = Flessione e pressoflessione
 TAG = Taglio o altre rotture fragili
 NOD = Nodi in c.a. e collegamenti in acciaio
 STAB = Stabilità
 CP = Capacità portante
 RNP = Resistenza nel piano
 RFP = Resistenza fuori piano
 CIN = Cinematismi
 CON = Conessioni

Tabella elementi e minimo coefficiente di sicurezza

Elem.	C C	TCC	TV	Sic.
Parete n. 4	94	SND	PRFL	7.168
Parete n. 4	70	SND	TAG	5.427
Platea a quota -1.75	97	SLU	PRFL	30.436
Platea a quota -1.75	97	SLU	TAG	11.232

Minimo coefficiente di sicurezza:5.427

Scheda parametri del software di calcolo automatico per strutture in c.a. "Modest" ver.8.24

distribuito da Tecnisoft – Prato

Calcolo struttura con metodo FEM

Opzioni Salva Carica Esporta Importa

Generali | Dati struttura | Dati di piano | Dati di calcolo | Ambienti | Combinazioni | Opzioni pushover

Categoria del suolo di fondazione B

Categoria topografica T1 - Super... Coeff. amplificazione topografica S_T 1

Tipologia diversa nelle due direzioni sismiche

Direzione X Direzione Y

Tipologia strutturale c.a. o prefabbricat...

Valuta T1 in modo automatico

Periodo T_1

Coeff. λ SLV 1

Rapporto di sovrarresistenza (α_u/α_1) 1.3

Valore di riferimento del fattore di comportamento (q_0) 3.9

Fattore riduttivo (K_w) 1

Fattore di comportamento dissipativo (q) 3.12

Fattore di comportamento non dissipativo (qND) 1.5

Fattore di comportamento per SLD (qD) 1.5

Fattore di comportamento per sisma verticale (q_v) 1.5

Smorzamento spettro <math>< \% ></math> 5 Visualizza spettri

Angolo di ingresso del sisma <math>< \text{grad} ></math> 0

Modalità di calcolo modi di vibrare CCE per vettori di Ritz e numero di modi da calcolare

Autovalori Num. modi 5 CCE Num. modi

Ritz-vectors Num. vettori CCE Num. modi

Modi da considerare

Tutti i modi calcolati

Tali da movimentare una percentuale di massa pari a <math>< \% ></math> 85

Ripristina valori predefiniti OK Annulla

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Tombino di attraversamento stradale

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi DINAMICA MODALE secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limiti. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MODEST: – <i>Modellatore strutturale per le strutture in c.a., acciaio, legno.</i>
Versione	8.24
Produttore	TECNISOFT s.a.s– via F.Ferrucci,203/C - 59100 Prato
Utente	S.P.M. S.R.L.
Licenza	6811

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice TECNISOFT ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Sintesi dei risultati:

Sintesi

Tipo di normativa: stati limite D.M. 18
Tipo di calcolo: analisi sismica dinamica

Dati generali della struttura

- Sito di costruzione: Cantagallo (PO) LON. 11.09794 LAT. 43.99325
 Contenuto tra ID reticolo: 18947 18946 19169 19168

Pericolosità sismica di base

Simbologia

- Ag =Accelerazione orizzontale massima al sito
- C_C =Coefficiente funzione della categoria del suolo
- FV =Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale
- Fo =Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- S =Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
- S_S =Coefficiente di amplificazione stratigrafica
- T_R =Periodo di ritorno <anni>
- TB =Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
- TC =Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante
- TC =Tipo di combinazione di carico
- C
 - SLU = Stato limite ultimo
 - SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 - SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 - SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 - SLD = Stato limite di danno
 - SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
- TD =Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante
- Tc =Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale <sec>
- *

TC	T _R	Ag	Fo	FV	Tc*	S _s	C _C	S	TC	TB	TD
C		<g>									
SL	50	0.0738	2.45	0.90	0.26	1.20	1.44	1.20	0.38	0.13	1.90
D											
SL	475	0.1846	2.41	1.40	0.28	1.20	1.41	1.20	0.40	0.13	2.34
V											

- Edificio esistente: No
- Tipo di opera: Opera ordinaria
- Vita nominale V_N: 50.00
- Classe d'uso: Classe II
- Coefficiente d'uso CU: 1.00
- Periodo di riferimento VR: 50.00

Dati di piano

Simbologia

- Ea =Eccentricità complessiva
- Ex =Eccentricità in dir. X
- Ey =Eccentricità in dir. Y
- Imp. =Numero dell'impalcato
- Lx =Dimensione del piano in dir. X
- Ly =Dimensione del piano in dir. Y

Imp.	Lx	Ly	Ex	Ey	Ea
	<m>	<m>	<m>	<m>	<m>
1	1.48	1.80	0.07	0.09	0.12
2	1.48	1.80	0.07	0.09	0.12

Dati di progetto

- Categoria del suolo di fondazione: B
- Tipologia strutturale: c.a. o prefabbricata a telaio a più piani e più campate

Periodo T_1	0.23237
Coeff. λ SLD	1.00
Coeff. λ SLV	1.00
Rapporto di sovrarresistenza (α_w/α_1)	1.15
Valore di riferimento del fattore di comportamento (q_0)	3.45
Fattore riduttivo (K_w)	1.00
Fattore riduttivo regolarità in altezza (KR)	0.80
Fattore di comportamento dissipativo (q)	2.76
Fattore di comportamento non dissipativo (qND)	1.50
Fattore di comportamento per SLD (qD)	1.50

- Categoria topografica: T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
- Coeff. amplificazione topografica S_T : 1.00
- Quota di riferimento: 0.00 <m>
- Quota max della struttura: 2.35 <m>
- Altezza della struttura: 2.35 <m>
- Numero piani edificio: 2
- Coefficiente θ : 0.00
- Edificio regolare in altezza: No
- Edificio regolare in pianta: No
- Struttura dissipativa: No
- Fattore di comportamento per sisma verticale (q_v): 1.50
- Smorzamento spettro: 5.00%

Condizioni di carico elementari

Simbologia

- CCE = Numero della condizione di carico elementare
 Comm. = Commento
 Dir. = Direzione del vento
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z
 Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
 Sic. = Contributo alla sicurezza
 S = a sfavore
 Tipo = Tipologia di pressione vento
 M = Massimizzata
 E = Esterna
 I = Interna
 Tipo = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
 CCE
 Var. = Tipo di variabilità
 B = di base
 s = Coeff. di riduzione (T.A. o S.L. D.M. 96)

CC E	Comm.	Tipo CCE	Sic.	Var.	s	Dir. <grad >	Tipo	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	permanente strutturale	1	S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
2	permanente non strutturale	2	S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3	accidentale stradale	3	S	B	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Elenco baricentri e masse impalcati

Simbologia

Imp. =Numero dell'impalcato
 Jpz =Massa rotazionale intorno all'asse Z
 Mo =Massa orizzontale
 X =Coordinata X
 Y =Coordinata Y
 Z =Coordinata Z

Imp.	X <m>	Y <m>	Z <m>	Mo <kg>	Jpz <kg*mq>
1	7.84	0.90	1.93	14130.70	9471.70
2	0.95	0.90	2.35	14982.40	10861.00

Totali masse impalcato

Mo <kg>	Jpz <kg*mq>
29113.10	20332.70

Elenco modi di vibrare, masse partecipanti e coefficienti di partecipazione

Simbologia

Φ_x =Coefficiente di partecipazione in dir. X
 Φ_y =Coefficiente di partecipazione in dir. Y
 Φ_z =Coefficiente di partecipazione in dir. Z
 %Jpz =Percentuale momento d'inerzia polare partecipante intorno all'asse Z
 %Mx =Percentuale massa partecipante in dir. X
 %My =Percentuale massa partecipante in dir. Y
 %Mz =Percentuale massa partecipante in dir. Z
 C =* indica che il modo è stato considerato
 Diff. =Minima differenza percentuale dagli altri periodi
 Modo =Numero del modo di vibrare
 T =Periodo

Modo	C	T	Diff.	Φ_x	Φ_y	Φ_z	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
1*	0.23	16.87	38.71	-0.00	0.00	0.00	51.46	0.00	0.00	0.00
2*	0.20	7.22	-0.00	-38.71	0.00	0.00	0.00	51.46	0.00	0.00
3*	0.19	7.22	-37.59	-0.00	0.00	0.00	48.54	0.00	0.00	0.00
4*	0.16	16.71	0.00	-37.59	0.00	0.00	0.00	48.54	0.00	0.00
5*	0.01	3.45	-0.00	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	53.42
6*	0.01	3.45	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.58
Tot.cons.							100.00	100.00	0.00	100.00

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Verifica stabilità pendio

Tipo di analisi svolta per la verifica di stabilità del pendio

L'analisi e le verifiche di stabilità sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

I metodi di calcolo implementati sono i classici metodi delle strisce, basati sul concetto dell'equilibrio limite globale. La superficie di rottura è suddivisa in un determinato numero di strisce che consentono di calcolare le grandezze che entrano in gioco nelle equazioni risolutive.

Nel modulo terreni si adotta il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Nel modulo rocce si può adottare il criterio di rottura di Hoek-Brown o di Barton.

Il programma consente di inserire degli interventi di stabilizzazione, che possono intervenire secondo sue modalità diverse: variazione delle forze di interstriscia o resistenza a taglio equivalente.

L'analisi sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	STAP - Stabilità Pendii Terreni e Rocce
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	S.P.M. S.R.L.
Licenza	AIU59037G

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Verifica trincee

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Tipo di analisi svolta

L'analisi e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	TRINCEE - Calcolo di Trincee Drenanti
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Località Casole Bruzio - Casali del Manco (CS)Utente S.P.M. S.R.L.
Licenza	AIU59037G

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

**VALIDAZIONE DEL SOFTWARE DI CALCOLO PER
MURI “MAX15.0”**

Aztec Informatica®

MAX

Analisi e calcolo Muri di sostegno

ESEMPI DI VALIDAZIONE

Copyright © 2018 Aztec Informatica s.r.l.

Tutti i diritti riservati.

Qualsiasi documento tecnico che venga reso disponibile da Aztec Informatica è stato realizzato da Aztec Informatica che ne possiede il Copyright ed è proprietà di Aztec Informatica. La documentazione potrebbe contenere imprecisioni tecniche o di altro tipo, oppure errori tipografici. Aztec Informatica si riserva il diritto di apportare modifiche senza preavviso.

Introduzione

Il presente documento raccoglie un insieme di test effettuati per verificare l'affidabilità e l'applicabilità del software prodotto dalla Aztec Informatica.

I test effettuati hanno evidenziato la corrispondenza tra i risultati ottenuti utilizzando il software Aztec e la soluzione teorica riportata nei testi di riferimento.

Ogni esempio svolto riporta la fonte di riferimento e i dati necessari per riproporre il calcolo eseguito.

Esempi di validazione

Di seguito vengono riportati degli esempi numerici svolti manualmente ed i risultati verranno confrontati con i valori ottenuti dal programma, ipotizzando gli stessi schemi di calcolo.

Esempio n° 1: Calcolo della spinta, del punto di applicazione e della pressione massima.

Esempio n° 2: Calcolo della spinta di un terreno sotto falda.

Esempio n° 3: Calcolo di una paratia in un terreno incoerente con tirante di ancoraggio, con il metodo degli spostamenti.

Esempio n° 4: Calcolo delle pressioni attive e passive alla base di una paratia in un terreno granulare sotto falda. La falda è presente sia a monte che a valle in due configurazioni.

Esempio n° 5: Calcolo della spinta con il metodo di Culmann.

Esempio n° 6: Calcolo del carico limite di un palo in sabbia.

Esempio n° 1

Riferimento: **Meccanica dei terreni.**

T.W. Lambe, R.V. Whitman

Traduzione di Calogero Valore – Università di Palermo

Dario Flacovio Editore

Esempio 13.2 - Pagina 187.

DATI

Altezza muro $H = 6.10$ m;

Peso di volume del terreno $\gamma = 17.30$ kN/m³;

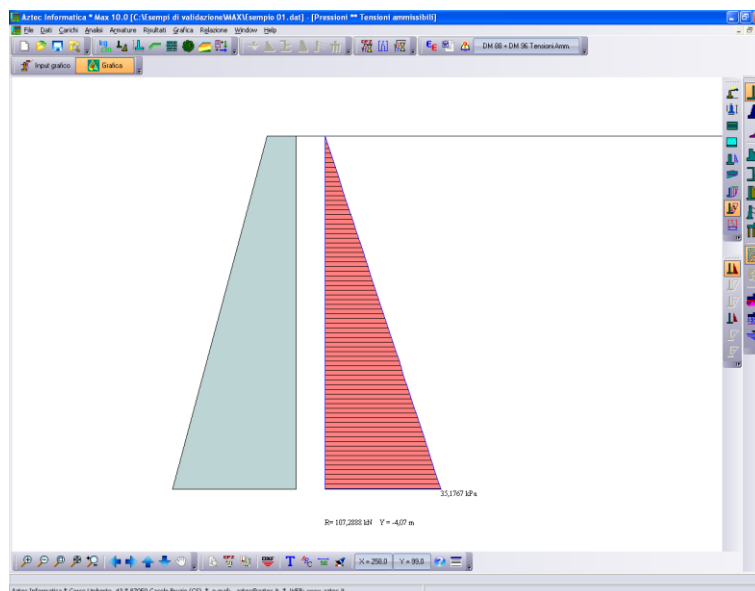
Angolo di attrito $\phi = 30^\circ$;

Determinare per lo stato limite attivo:

- La pressione orizzontale alla base del paramento del muro;
- La spinta orizzontale totale;
- Il punto di applicazione della spinta.

RISULTATI

	Letteratura	Programma MAX
Pressione orizzontale alla base del paramento del muro [kPa]	35.14	35.18
Spinta orizzontale totale [kN/m]	107.18	107.29
Punto di applicazione della spinta dalla base del muro [m]	2.03	2.03



Esempio n° 2

Riferimento: **Meccanica dei terreni.**

T.W. Lambe, R.V. Whitman

Traduzione di Calogero Valore – Università di Palermo

Dario Flacovio Editore

Esempio 23.2 - Pagina 355.

DATI

Altezza muro $H = 6.10$ m;

Peso di volume del terreno $\gamma = 17.31$ kN/m³;

Peso di volume saturo del terreno $\gamma_s = 20.71$ kN/m³;

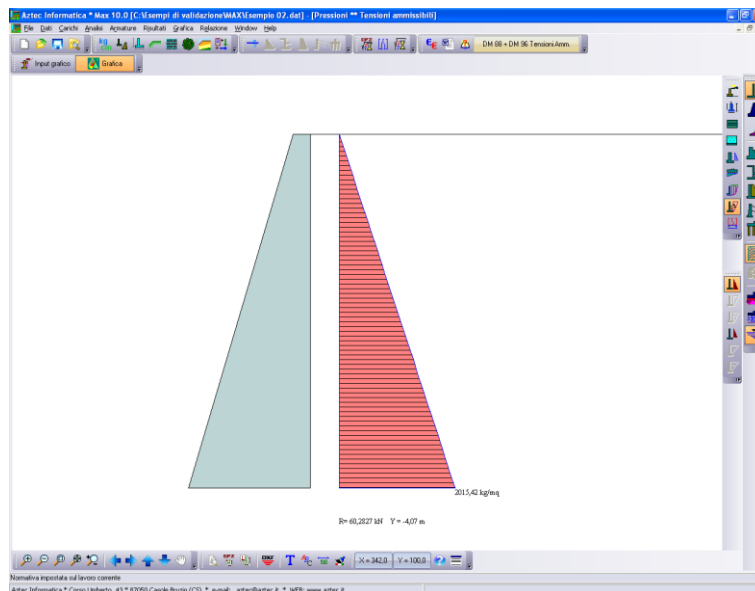
Angolo di attrito $\phi = 30^\circ$;

Angolo di attrito terreno-muro $\delta = 30^\circ$;

Determinare la spinta attiva netta.

RISULTATI

	Letteratura	Programma MAX
Coefficiente di spinta attiva	0.295	0.297
Spinta orizzontale totale [kN/m]	59.80	60.28

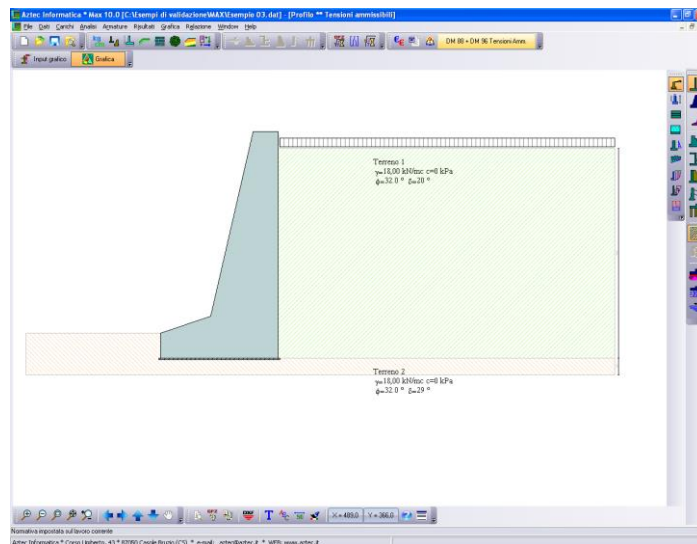


Esempio n° 3

Riferimento: **Geotecnica.**
R. Lancellotta
 Terza edizione
 Zanichelli editore
 Esempio 8.6 - Pagina 371.

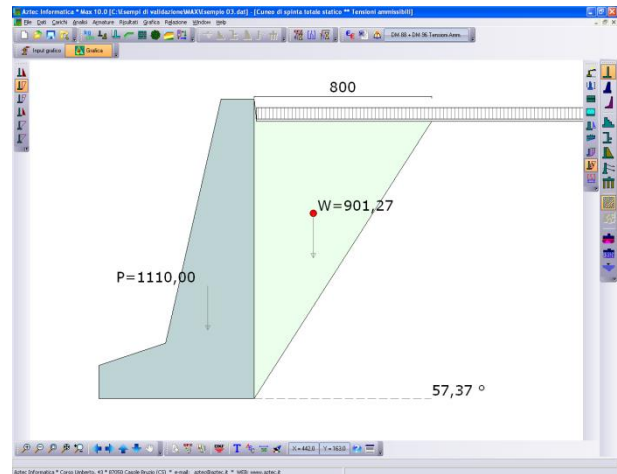
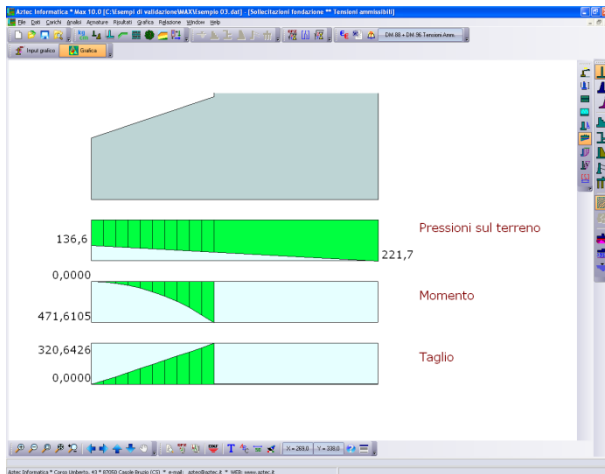
DATI

Altezza muro $H = 13.5$ m;
 Peso di volume del terreno $\gamma = 18.00$ kN/m³;
 Angolo di attrito $\phi = 32^\circ$;
 Angolo di attrito terreno-muro per terreno spingente $\delta = 20^\circ$;
 Angolo di attrito terreno-muro per terreno di fondazione ($\text{tg } \delta = 0.55$) $\delta = 28.81^\circ$;
 Terrapieno orizzontale $\beta = 0^\circ$ che parte a 1 m più in basso dalla testa del muro;



RISULTATI

	Letteratura	Programma MAX
Coefficiente di spinta attiva	0.275	0.2755
Componente verticale spinta [kN/m]	144.02	144.36
Componente orizzontale spinta [kN/m]	395.83	396.64
Peso del muro [kN/m]	1110	1110
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento	1.74	1.74
Momento ribaltante	708.53	1721.79
Momento stabilizzante	5450.10	6459.56
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	7.69	3.75
Pressione media sul piano di fondazione	179.15	Pmin = 136.6 Pmax = 221.7 Pmed = 179.15



Le differenze maggiori sono sulla verifica a ribaltamento.

Nella verifica a ribaltamento la componente verticale di spinta può essere considerata o nel momento ribaltante (metodo usato nell'esempio di letteratura) o nel momento stabilizzante (metodo usato dal programma MAX).

Metodo usato nell'esempio di letteratura:

$$M_R = 363.52 \cdot 12.50 / 3.0 + 32.32 \cdot 12.50 / 2.0 - 144.02 \cdot 7.00 = 708.53 \text{ kN m / m}$$

$$M_S = 108 \cdot 1.50 + 36 \cdot 2.00 + 240 \cdot 5.00 + 396 \cdot 6.25 + 330 \cdot 4.67 = 5450.10 \text{ kN m / m}$$

$$F_s = M_S / M_R = 7.69$$

Metodo usato dal programma MAX:

$$M_R = 396.64 \cdot 4.34 = 1721.79 \text{ kN m / m}$$

$$M_S = 1110 \cdot (7.00 - 2.09) + 144.36 \cdot 7.00 = 6459.56 \text{ kN m / m}$$

$$F_s = M_S / M_R = 3.75$$

Invertendo le procedure di calcolo dei momenti stabilizzanti e ribaltanti, tra il metodo utilizzato dal programma e quello dell'esempio di letteratura, i fattori di sicurezza si devono invertire.

Metodo usato nell'esempio di letteratura:

$$M_R = 363.52 \cdot 12.50 / 3.0 + 32.32 \cdot 12.50 / 2.0 = 1716.67 \text{ kN m / m}$$

$$M_S = 108 \cdot 1.50 + 36 \cdot 2.00 + 240 \cdot 5.00 + 396 \cdot 6.25 + 330 \cdot 4.67 + 144.02 \cdot 7.00 = 6458.24 \text{ kN m / m}$$

$$F_s = M_S / M_R = 3.76$$

Metodo usato dal programma MAX:

$$M_R = 396.64 \cdot 4.34 - 144.36 \cdot 7.00 = 710.90 \text{ kN m / m}$$

$$M_S = 1110 \cdot (7.00 - 2.09) = 5450.10 \text{ kN m / m}$$

$$F_s = M_S / M_R = 7.67$$

Esempio n° 4

Riferimento: **Geotecnica.**
R. Lancellotta
 Terza edizione
 Zanichelli editore
 Esempio 8.7 - Pagina 373.

DATI

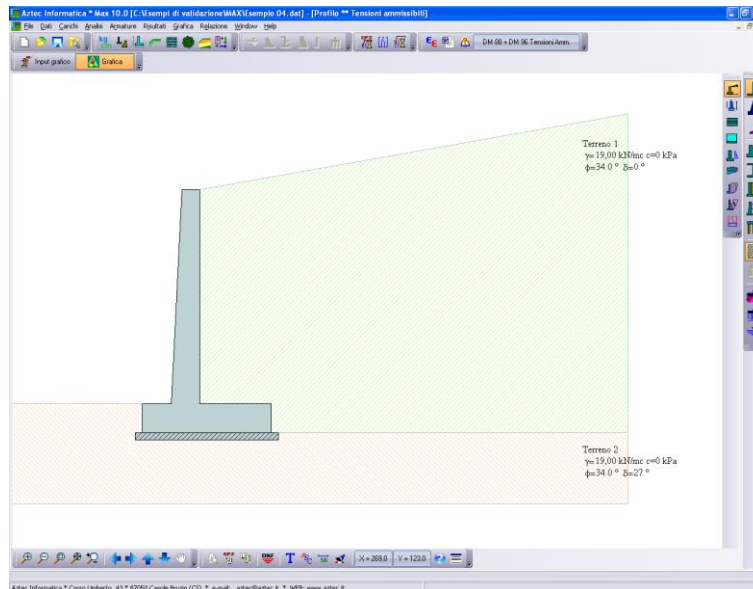
Altezza muro $H = 3.4$ m;

Peso di volume del terreno $\gamma = 19.00$ kN/m³;

Angolo di attrito $\phi = 34^\circ$;

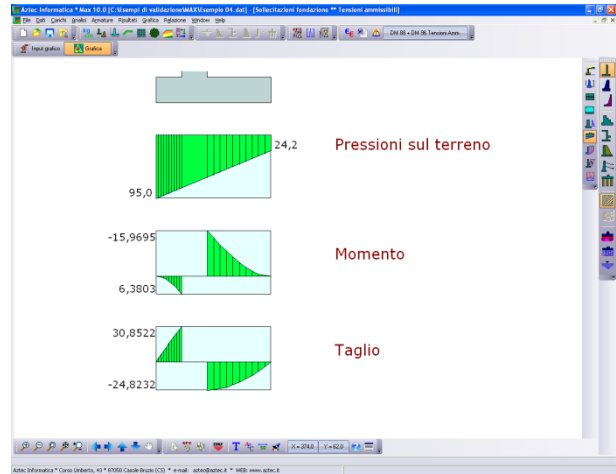
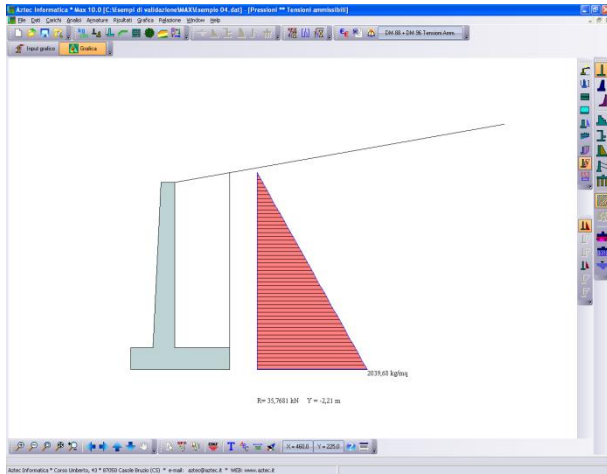
Angolo di attrito terreno-muro per terreno di fondazione ($\text{tg } \delta = 0.50$) $\delta = 26.565^\circ$;

Terrapieno orizzontale $\beta = 10^\circ$;



RISULTATI

	Letteratura	Programma MAX
Coefficiente di spinta attiva	0.287	0.2944
Componente verticale spinta [kN/m]	5.96	6.21
Componente orizzontale spinta [kN/m]	33.81	35.23
Peso del muro [kN/m]	101.05	101.05
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento	1.58	1.52
Eccentricità carichi verticali	0.165	0.178
Pressione massima sul piano di fondazione	92.15	95.00



Esempio n° 5

Riferimento: **Fondazioni progetto e analisi.**

J.E. Bowles

Terza edizione

McGraw-Hill Libri Italia srl

Esempio 11.6 - Pagina 544.

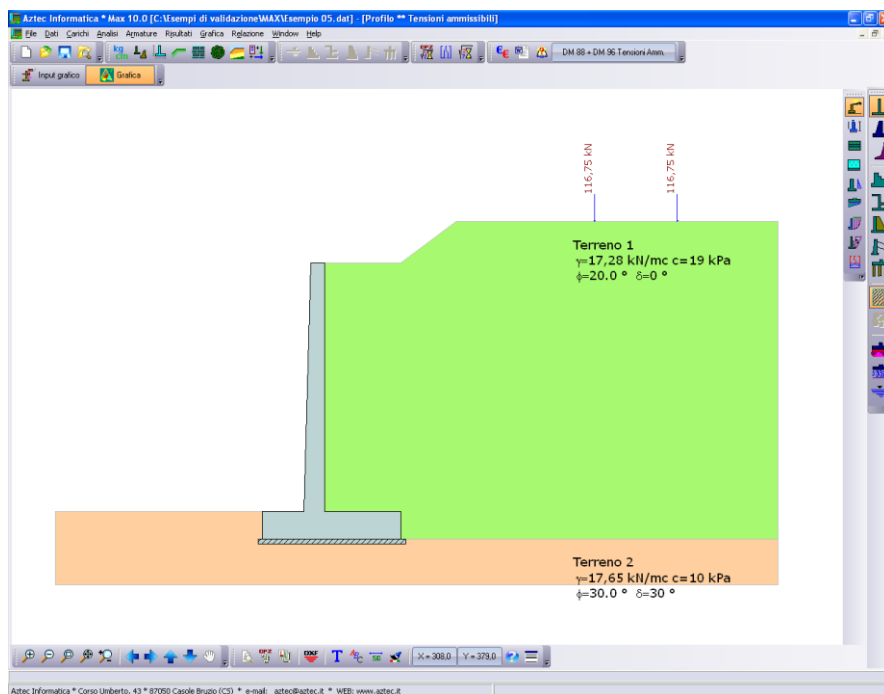
DATI

Altezza muro $H = 6.10$ m;

Peso di volume del terreno $\gamma = 17.28$ kN/m³;

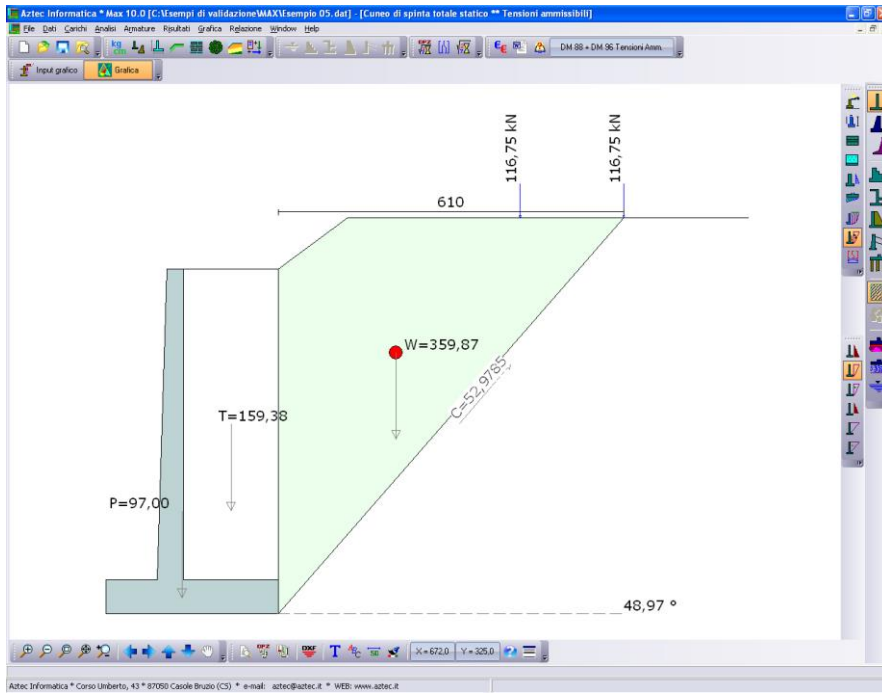
Angolo di attrito $\phi = 20^\circ$;

Coesione $c = 9.58$ kPa



RISULTATI

	Letteratura	Programma MAX
Spinta [kN/m]	173.67	171.07



Esempio n° 6

Riferimento: **Meccanica dei terreni.**

T.W. Lambe, R.V. Whitman

Traduzione di Calogero Valore – Università di Palermo

Dario Flacovio Editore

Esempio 33.1 - Pagina 531.

DATI

Palo tubolare in acciaio riempito di cls con diametro $D = 0.30$ m e lunghezza $L = 12.00$ m;

Peso di volume saturo del terreno $\gamma_s = 18.90$ kN/m³;

Angolo di attrito $\phi = 30^\circ$;

Angolo di attrito palo-terreno $\delta = 30^\circ$;

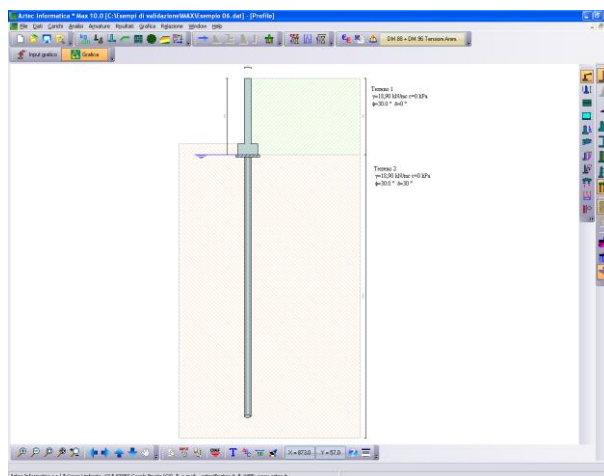
Coefficiente di spinta $K_s = 2.00$.

Determinare il carico limite del palo.

RISULTATI

	Letteratura	Programma CARL
Portanza di punta P_P	231	249
Portanza laterale P_L	712	712
Portanza totale $P_T = P_P + P_L$	943	961

Le differenze sono dovute al coefficiente di capacità portante N_q . Il valore utilizzato nella letteratura è un valore medio che non è legato a nessun metodo nello specifico, mentre il valore determinato dal programma, è quello del metodo di Berezantzev.



Aztec Informatica s.r.l.

Software per l'Ingegneria Geotecnica e Strutturale

Corso Umberto, 43 - 87050 Casali del Manco (CS)

Tel. 0984-432617, 438325 - e Fax 0984-432617

e-mail: aztec@aztec.it

web: www.aztec.it

**VALIDAZIONE DEL SOFTWARE DI CALCOLO PER
STRUTTURE IN C.A. "MODEST" VER. 8.24**

Tecnisoft s.a.s. di Papi Paolo Luca & C.
Via F. Ferrucci, 203/C - 59100 Prato
Tel. 0574 583421 - Fax 0574 592705
C.F. e P.IVA 01555190972
R.E.A. C.C.I.A.A. Prato n. 421503

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ DEL PROGRAMMA MODEST

Facendo seguito a quanto richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, la società Tecnisoft s.a.s. produttrice e distributrice del programma ModeSt, dichiara quanto segue.

Il programma ModeSt è un pre-post processore per solutori ad elementi finiti prodotti da altre società ed alle quali si rimanda per i relativi test di affidabilità. Si segnala comunque che i solutori supportati sono di riconosciuta fama nazionale e internazionale e di comprovata affidabilità (Xfinest, SAP2000) e che vengono distribuiti con i relativi test di validazione.

ModeSt contiene comunque al suo interno procedure che l'utente può attivare per il controllo di congruenza sui dati introdotti, procedure che riconoscono in automatico la presenza dei più tipici errori di modellazione.

Al termine del calcolo sono interrogabili sia numericamente che graficamente tutti i risultati, per consentire la valutazione della bontà della modellazione effettuata.

Le procedure di progettazione delle armature degli elementi in c.a. o di verifica degli elementi in acciaio, legno o muratura segnalano sempre le situazioni in cui non sono soddisfatte le condizioni di verifica previste dalla normativa ed implementate nel software. Anche in questo caso si possono effettuare controlli grafici e numerici su stati tensionali, domini di rottura, ecc.

Le procedure di progetto e verifica sono state testate con numerosi esempi reperiti in letteratura o risolti manualmente. Tali esempi sono riportati all'interno di un manuale fornito insieme al programma.

Prato, 30 maggio 2011

Tecnisoft s.a.s.
Socio Accomandatario





MANUALE DI VALIDAZIONE PER IL D.M. 17/01/18



Strumenti solidi come i vostri progetti

Via F. Ferrucci, 203/C - 59100 Prato
Tel. 0574/583421 - Fax 0574/570157

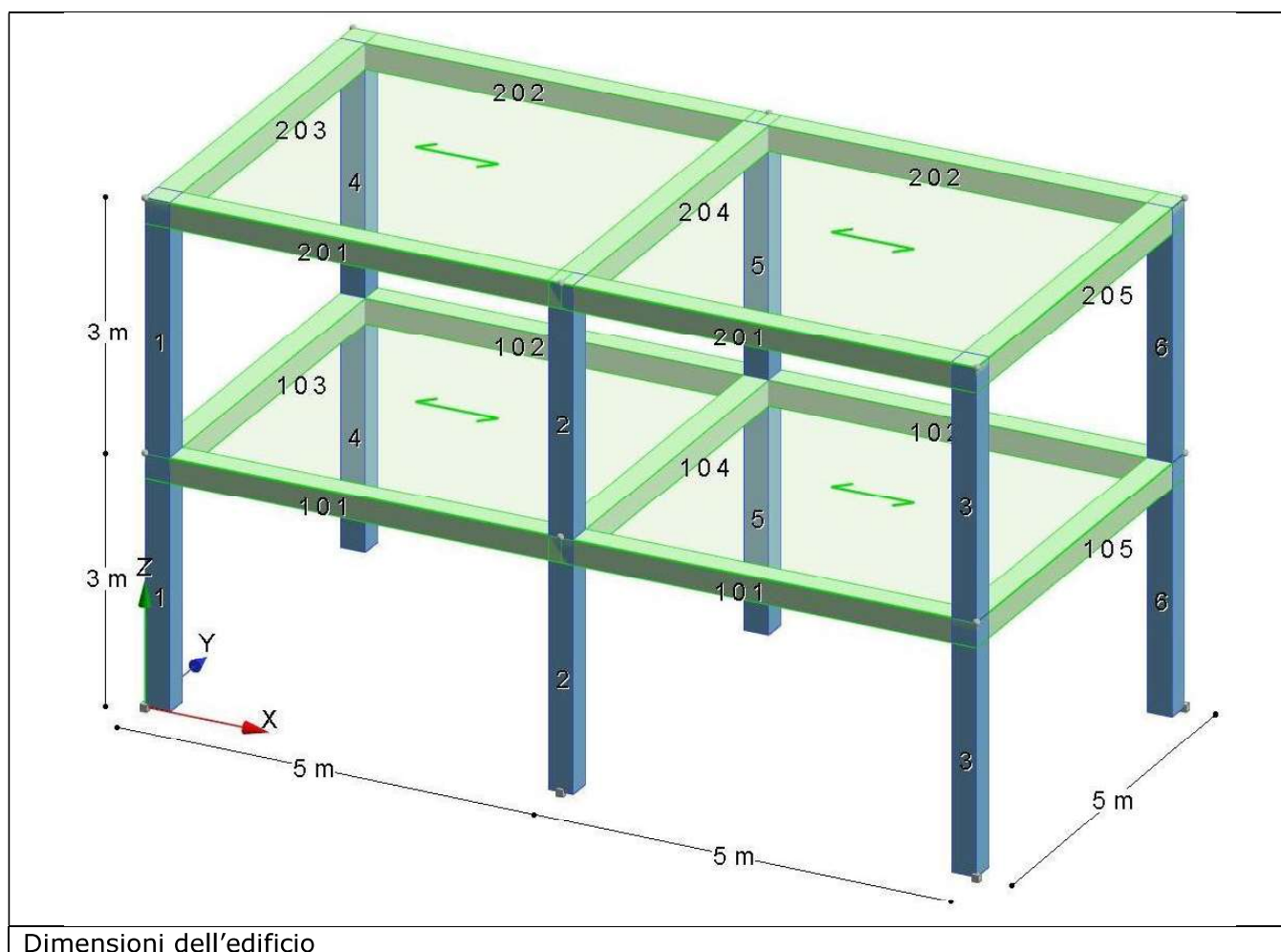
www.tecnisoft.it

INDICE

Analisi dei carichi per un'analisi sismica statica lineare.....	1
Verifica di una trave dissipativa in c.a.	7
Verifica di una trave non dissipativa in c.a.	11
Calcolo dei momenti di progetto in capacità per i pilastri di una struttura a telai in c.a.	12
Verifica di un nodo trave-pilastro.....	14
Analisi sismica statica non lineare delle murature	16
Verifiche geotecniche di una fondazione superficiale.....	20
Verifiche geotecniche di una fondazione profonda.....	27
Verifica di un'asta in acciaio.....	32
Verifica di un pannello in X-LAM.....	40
Analisi termica.....	45
Verifica a flessione di una sezione in c.a. per carico da incendio	48
Verifica di un pilastro in legno con carico da incendio.....	52

Analisi dei carichi per un'analisi sismica statica lineare

Caratteristiche dell'edificio: le dimensioni sono indicate nella seguente figura, sia travi che pilastri hanno sezioni di dimensioni 30 x 30 cm.



Il peso proprio dei solai da un carico permanente strutturale pari a 3.50 kN/m^2 e un carico permanente non strutturale pari a 1.50 kN/m^2 . Il sovraccarico agente sul primo impalcato è pari a 2.00 kN/m^2 , è definito come "Variabili Categoria A Ambienti ad uso residenziale" ed è ipotizzato come azione variabile dominante. Il sovraccarico agente sul secondo impalcato è pari a 1.00 kN/m^2 , è definito come "Variabili Neve (a quota $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$)" ed è ipotizzato come azione variabile contemporanea alla dominante. Sulle travi perimetrali del primo impalcato grava un carico permanente non strutturale di 10.00 kN/m dovuto ai tamponamenti.

L'opera è di tipo ordinario, con vita nominale di 50 anni, ed ha classe d'uso II. L'edificio, regolare sia in pianta che in altezza, viene progettato in classe di duttilità "B" e la sua tipologia è di "edificio in c.a. a più piani e più campate" per azione del sisma in direzione X e di "edificio in c.a. a più piani ed una campata" per azione del sisma in direzione Y. Per la struttura in esame non vengono tenuti in conto gli effetti dovuti alle non linearità geometriche. Il sito di costruzione è in Via Ferrucci 203 Prato: lon. 11.11370 lat. 43.86530; il suolo di fondazione è di categoria "A" e la categoria topografica è "T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

File: [TestValidazione] - TVDM08CA

Analisi teorica:

Generazione delle combinazioni di carico:

Le condizioni di carico elementari considerate sono:

1	permanenti strutturali	[CCE1]
2	permanenti non strutturali	[CCE2]
3	variabili imp. 1	[CCE3]
4	variabili imp. 2	[CCE4]
5	sisma torcente	
6	sisma in dir.X	
7	sisma in dir.Y	

Le combinazioni di carico sismico risultano:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2}$$

In cui:

$$E = \text{azione sismica} ; P = 0$$

$$G_1 = [CCE1] ; G_2 = [CCE2] ; Q_{k1} = [CCE3] ; Q_{k2} = [CCE4]$$

$$\Psi_{21} = 0.3 ; \Psi_{22} = 0.0$$

L'azione sismica viene considerata combinando separatamente, per le due direzioni e i due versi di applicazione, i massimi ottenuti, col 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione in entrambi i versi di applicazione. Agli effetti di tali combinazioni viene sommato l'effetto del sisma torcente, sia con segno positivo che negativo. L'azione sismica verticale non viene considerata. Risultano 16 (2x2x2x2) combinazioni di carico per ogni stato limite sismico. Le prestazioni attese per struttura in oggetto devono essere verificate nei confronti delle azioni sismiche relative agli stati limite di danno (SLD) ed agli stati limite di vita (SLV), risulta quindi un totale di 32 combinazioni di carico in ambiente sismico.

Le combinazioni di carico statico risultano:

Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\Psi_{02}Q_{k2}$$

Combinazione caratteristica (rara) (SLE R):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02}Q_{k2}$$

Combinazione frequente (SLE F):

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2}$$

Combinazione quasi permanente (SLE Q):

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2}$$

In cui:

$$E = \text{azione sismica} ; P = 0$$

$$G_1 = [CCE1] ; G_2 = [CCE2] ; Q_{k1} = [CCE3] ; Q_{k2} = [CCE4]$$

$$\gamma_{G1} = 1.3 ; \gamma_{G2} = 1.5 ; \gamma_{Q1} = \gamma_{Q2} = 1.5$$

$$\Psi_{11} = 0.5 ; \Psi_{21} = 0.3 ; \Psi_{02} = 0.5 ; \Psi_{22} = 0.0$$

All'effetto dell'azione dei carichi statici viene sommato l'effetto delle forze orizzontali convenzionali nei due versi e nelle due direzioni di applicazione. Risultano quindi 16

combinazioni statiche: 4 combinazioni di carico per ogni combinazione dei 4 stati limite statici.

Per i carichi definiti le combinazioni risultano:

SLV SLD	$1.00*[CCE1] + 1.00*[CCE2] + 0.30*[CCE3] + 0.00*[CCE4]$
SLU	$1.30*[CCE1] + 1.50*[CCE2] + 1.50*[CCE3] + 0.75*[CCE4]$
SLE R	$1.00*[CCE1] + 1.00*[CCE2] + 1.00*[CCE3] + 0.50*[CCE4]$
SLE F	$1.00*[CCE1] + 1.00*[CCE2] + 0.50*[CCE3] + 0.00*[CCE4]$
SLE Q	$1.00*[CCE1] + 1.00*[CCE2] + 0.30*[CCE3] + 0.00*[CCE4]$

La matrice delle combinazioni di carico risulta pertanto:

	Combinazioni di carico generate	Condizioni di carico elementari						
		1	2	3	4	5	6	7
1	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.30
2	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.30
3	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	-0.30
4	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	-0.30
5	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-1.00	0.30
6	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-1.00	0.30
7	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-1.00	-0.30
8	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-1.00	-0.30
9	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	0.30	1.00
10	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	0.30	1.00
11	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-0.30	1.00
12	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-0.30	1.00
13	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	0.30	-1.00
14	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	0.30	-1.00
15	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-0.30	-1.00
16	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	-0.30	-1.00
17	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	1.00	0.30
18	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	1.00	0.30
19	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	1.00	-0.30
20	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	1.00	-0.30
21	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	-1.00	0.30
22	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	-1.00	0.30
23	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	-1.00	-0.30
24	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	-1.00	-0.30
25	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	0.30	1.00
26	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	0.30	1.00
27	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	-0.30	1.00
28	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	-0.30	1.00
29	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	0.30	-1.00
30	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	0.30	-1.00
31	SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	-0.30	-1.00
32	SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	-0.30	-1.00
33	SLU	1.30	1.50	1.50	0.75	-	-	-
34	SLR	1.00	1.00	1.00	0.50	-	-	-
35	SLF	1.00	1.00	0.50	0.00	-	-	-
36	SLQ	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-

Azione sismica statica:

Per le combinazioni sismiche i pesi e le masse associate ai due impalcati risultano:

$$\begin{aligned}W_{1\text{travi}} &= 1.0 \cdot [7 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 5.00) \cdot 25.00] = 78.75 \text{ kN} \\W_{1\text{pilastri}} &= 1.0 \cdot [6 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 3.00) \cdot 25.00] = 40.50 \text{ kN} \\W_{1\text{QPS sol}} &= 1.0 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 3.50] = 175.00 \text{ kN} \\W_{1\text{QPN sol}} &= 1.0 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 1.50] = 75.00 \text{ kN} \\W_{1\text{tamp}} &= 1.0 \cdot [6 \cdot 5.00 \cdot 10.00] = 300.00 \text{ kN} \\W_{1\text{QA sol}} &= 0.3 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 2.00] = \underline{30.00 \text{ kN}} \\W_1 &= 699.25 \text{ kN} \\MS_1 &= 699.25 \cdot 1000.00 / 9.81 = 71279.31 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W_{2\text{travi}} &= 1.0 \cdot [7 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 5.00) \cdot 25.00] = 78.75 \text{ kN} \\W_{2\text{pilastri}} &= 1.0 \cdot [6 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 1.50) \cdot 25.00] = 20.25 \text{ kN} \\W_{2\text{QPS sol}} &= 1.0 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 3.50] = 175.00 \text{ kN} \\W_{2\text{QPN sol}} &= 1.0 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 1.50] = 75.00 \text{ kN} \\W_{2\text{QA sol}} &= 0.0 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 1.00] = \underline{0.00 \text{ kN}} \\W_2 &= 349.00 \text{ kN} \\MS_2 &= 349.00 \cdot 1000.00 / 9.81 = 35575.94 \text{ Kg}\end{aligned}$$

I coefficienti di ripartizione delle forze sismiche, per entrambe le direzioni di azione, valgono:

$$c_1 = 3.00 \cdot 699.25 / (3.00 \cdot 699.25 + 6.00 \cdot 349.00) = 0.5004$$

$$c_2 = 6.00 \cdot 349.00 / (3.00 \cdot 699.25 + 6.00 \cdot 349.00) = 0.4996$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
MS ₁	71279.31 kg	71279.30 kg
MS ₂	35575.94 kg	35575.90 kg
c ₁	0.5004	0.5004
c ₂	0.4996	0.4995

Calcolo teorico:

Il peso relativo alle masse sismiche vale:

$$W = W_1 + W_2 = 699.25 + 349.00 = 1048.25 \text{ kN}$$

I periodi propri di vibrazione dell'edificio (ottenuto da analisi modale) si assumo pari a:

$$T_{1X} = 0.389 \text{ s}$$

$$T_{1Y} = 0.404 \text{ s}$$

I valori dei parametri degli spettri risultano, dalle tabelle allegate alla norma, pari a:

$$\text{SLV: } a_g = 1.39720 \text{ g}/10 ; F_0 = 2.44 ; T_C^* = 0.30 \text{ s}$$

$$\text{SLD: } a_g = 0.59973 \text{ g}/10 ; F_0 = 2.56 ; T_C^* = 0.27 \text{ s}$$

Il periodi corrispondenti all'inizio del tratto a velocità costante degli spettri sono:

$$\text{SLV: } T_C = C_C T_C^* = 1.0 \cdot 0.30 = 0.30 \text{ s}$$

$$\text{SLD: } T_C = C_C T_C^* = 1.0 \cdot 0.27 = 0.27 \text{ s}$$

Il periodi corrispondenti all'inizio del tratto ad accelerazione costante degli spettri sono:

$$\text{SLV: } T_B = T_C / 3 = 0.30 / 3 = 0.10 \text{ s}$$

$$\text{SLD: } T_B = T_C / 3 = 0.27 / 3 = 0.09 \text{ s}$$

Il periodi corrispondenti all'inizio del tratto a spostamento costante degli spettri sono:

$$\text{SLV: } T_D = 4 \cdot a_g/g + 1.6 = 4 \cdot 0.139720 + 1.6 = 2.16 \text{ s}$$

$$\text{SLD: } T_D = 4 \cdot a_g/g + 1.6 = 4 \cdot 0.059973 + 1.6 = 1.84 \text{ s}$$

In ogni caso risulta $T_C < T_1 < T_D$. Le ordinate degli spettri relative al periodo proprio di vibrazione flessionale dell'edificio risultano pertanto definite dalla seguente relazione:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot (1/q) \cdot F_0 \cdot (T_C/T_1)$$

In cui il coefficiente della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.0 \cdot 1.0 = 1.0$$

Mentre q il fattore di comportamento che dipende dall'ipotesi sul comportamento della struttura, che può essere considerato come dissipativo o non dissipativo. In seguito si indica con SLV lo stato limite di vita nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo e con SND lo stato limite di vita nell'ipotesi di comportamento strutturale non dissipativo.

Data la diversa tipologia strutturale il fattore di comportamento nell'ipotesi di struttura dissipativa è differente (per gli spettri di progetto allo SLV) per le due direzioni sismiche, assumendo: $q_0 = 3.0 \cdot a_u/a_1$, con $a_u/a_1 = 1.3$ per direzione X del sisma e $a_u/a_1 = 1.2$ per direzione Y del sisma; $K_D = 1.0$; $K_R = 1.0$ risulta:

$$\text{SLV}_X: q = q_0 \cdot K_R \cdot K_W = 3.0 \cdot a_u/a_1 \cdot K_R \cdot K_W = 3.0 \cdot 1.3 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 3.9$$

$$\text{SLV}_Y: q = q_0 \cdot K_R \cdot K_W = 3.0 \cdot a_u/a_1 \cdot K_R \cdot K_W = 3.0 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 3.6$$

Nell'ipotesi di struttura non dissipativa risulta:

$$\text{SND}_X: q_{ND} = \min(q \cdot 2/3, 1.5) = \min(3.9 \cdot 2/3, 1.5) = 1.5$$

$$\text{SND}_Y: q_{ND} = \min(q \cdot 2/3, 1.5) = \min(3.6 \cdot 2/3, 1.5) = 1.5$$

Per gli spettri di progetto allo SLD si sceglie un fattore di struttura pari a quello utilizzato nell'ipotesi di comportamento non dissipativo:

$$\text{SLD}_X: q_{SLD} = q_{ND} = 1.5$$

$$\text{SLD}_Y: q_{SLD} = q_{ND} = 1.5$$

Quindi le accelerazioni sismiche di progetto risultano:

$$\text{SLV}_X: S_d(T_1) = 0.139720 \cdot 1.0 \cdot (1/3.9) \cdot 2.44 \cdot (0.30/0.389) = 0.067415 \text{ g}$$

$$\text{SLV}_Y: S_d(T_1) = 0.139720 \cdot 1.0 \cdot (1/3.6) \cdot 2.44 \cdot (0.30/0.404) = 0.070321 \text{ g}$$

$$\text{SND}_X: S_d(T_1) = 0.139720 \cdot 1.0 \cdot (1/1.5) \cdot 2.44 \cdot (0.30/0.389) = 0.175279 \text{ g}$$

$$\text{SND}_Y: S_d(T_1) = 0.139720 \cdot 1.0 \cdot (1/1.5) \cdot 2.44 \cdot (0.30/0.404) = 0.168771 \text{ g}$$

$$\text{SLD}_X: S_d(T_1) = 0.059973 \cdot 1.0 \cdot (1/1.5) \cdot 2.56 \cdot (0.27/0.389) = 0.071042 \text{ g}$$

$$\text{SLD}_Y: S_d(T_1) = 0.059973 \cdot 1.0 \cdot (1/1.5) \cdot 2.56 \cdot (0.27/0.404) = 0.068405 \text{ g}$$

L'azione di taglio sismico alla base della struttura è valutato dalla seguente relazione:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda$$

Assumendo $\lambda = 1.0$ risulta:

$$\text{SLV}_X: F_h = 0.067415 \cdot 1048.25 \cdot 1.0 = 70.668 \text{ kN}$$

$$\text{SLV}_Y: F_h = 0.070321 \cdot 1048.25 \cdot 1.0 = 73.714 \text{ kN}$$

$$\text{SND}_X: F_h = 0.175279 \cdot 1048.25 \cdot 1.0 = 183.736 \text{ kN}$$

$$\text{SND}_Y: F_h = 0.168771 \cdot 1048.25 \cdot 1.0 = 176.914 \text{ kN}$$

$$\text{SLD}_X: F_h = 0.071042 \cdot 1048.25 \cdot 1.0 = 74.470 \text{ kN}$$

$$\text{SLD}_Y: F_h = 0.068405 \cdot 1048.25 \cdot 1.0 = 71.706 \text{ kN}$$

Infine, le forze sismiche agenti sui due impalcati valgono:

$$F_1 = c_1 \cdot F_h$$

$$F_2 = c_2 \cdot F_h$$

Quindi risulta:

SLV_x:

$$F_1 = 0.5004 \cdot 70.668 = 35.362 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.4996 \cdot 70.668 = 35.306 \text{ kN}$$

SLV_y:

$$F_1 = 0.5004 \cdot 73.714 = 36.886 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.4996 \cdot 73.714 = 36.827 \text{ kN}$$

SND_x:

$$F_1 = 0.5004 \cdot 183.736 = 91.942 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.4996 \cdot 183.736 = 91.795 \text{ kN}$$

SND_y:

$$F_1 = 0.5004 \cdot 176.914 = 88.528 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.4996 \cdot 176.914 = 88.386 \text{ kN}$$

SLD_x:

$$F_1 = 0.5004 \cdot 74.470 = 37.265 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.4996 \cdot 74.470 = 37.205 \text{ kN}$$

SLD_y:

$$F_1 = 0.5004 \cdot 71.706 = 35.881 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.4996 \cdot 71.706 = 35.824 \text{ kN}$$

Risultati:

SLV _x	Valore teorico	ModeSt
F ₁	35.362 kN	35.355 kN
F ₂	35.306 kN	35.292 kN

SLV _y	Valore teorico	ModeSt
F ₁	36.886 kN	36.879 kN
F ₂	36.827 kN	36.813 kN

SND _x	Valore teorico	ModeSt
F ₁	91.942 kN	91.923 kN
F ₂	91.795 kN	91.759 kN

SND _y	Valore teorico	ModeSt
F ₁	88.528 kN	88.510 kN
F ₂	88.386 kN	88.325 kN

SLD _x	Valore teorico	ModeSt
F ₁	37.265 kN	37.225 kN
F ₂	37.205 kN	37.158 kN

SLD _y	Valore teorico	ModeSt
F ₁	35.881 kN	35.843 kN
F ₂	35.824 kN	35.779 kN

Verifica di una trave dissipativa in c.a.

Caratteristiche della trave: in relazione alla struttura TVDM18CA verrà verificata la trave n.103. La trave è ad una campata, con luce di calcolo $L_c = 5$ m e luce a filo pilastri $L = 4.40$ m; la sezione ha base $B = 0.30$ m, altezza $H = 0.30$ m e copriferro di calcolo dal baricentro delle armature $c = 40$ mm ($d = H - c = 0.26$ m); sia l'armatura inferiore che quella superiore su gli appoggi è composta da $2\phi 18 + 1\phi 14$ ($A_f = A_f' = 662.88$ mm²); sono posizionate staffe a due braccia $\phi 8/6$ nelle zone critiche e $\phi 8/20$ nella zona centrale.

Caratteristiche dei materiali:

Calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 24.9$ N/mm², $\epsilon_{cu} = 3.5\%$), la cui resistenza di calcolo a compressione vale:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 24.9 / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio B450C ($f_{yk} = 450$ N/mm², $\epsilon_{yd} = 1.82\%$) la cui resistenza di calcolo vale:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

File: [TestValidazione] – TVDM18CA – TR103.gdb

Calcolo teorico:

Stato Limite Ultimo – Verifica a flessione

Si considera la sezione sugli appoggi, in cui per gli stati limite ultimi il massimo momento flettente vale: $M_{Ed} = -56.37$ kNm. Per il calcolo del momento resistente al limite ultimo viene considerata la distribuzione delle tensioni sul calcestruzzo con il modello bilineare con deformazione al limite elastico $\epsilon_{c3} = 1.75\%$. Ipotizzando compressa l'armatura all'intradosso, la posizione x dell'asse neutro è data dalla seguente relazione di equilibrio:

$$C_1 + C_2 + F_1 + F_2 = 0$$

$$y = x \cdot (1 - \epsilon_{c3} / \epsilon_{cu}) ; C_1 = B \cdot f_{cd} \cdot x ; C_2 = B \cdot f_{cd} \cdot (x - y) / 2$$

$$F_1 = A_f \cdot f_{yd} \cdot \max\{-(\epsilon_{cu} / \epsilon_{yd}) \cdot (d - x) / H; -1\} ; F_2 = A_f' \cdot f_{yd} \cdot \min\{+(\epsilon_{cu} / \epsilon_{yd}) \cdot (x - c) / x; +1\}$$

L'equilibrio è ottenuto dal seguente valore della posizione dell'asse neutro:

$$x = 50.08 \text{ mm } (x > c)$$

Quindi il momento resistente ultimo vale:

$$M_{Rd} = C_1 \cdot (H/2 - y/2) + C_2 \cdot (H/2 - x/3 + 2 \cdot y/3) + (F_2 - F_1) \cdot (H/2 - c) = 60.33 \text{ kNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$ M_{Rd} $	60.33 kNm	60.35 kNm
Sic.	1.070	1.071

Nota: Le differenze nella valutazione del momento ultimo sono dovute all'utilizzo del modello parabola – rettangolo da parte di ModeSt, invece del modello bilineare.

Calcolo teorico:

Stato Limite Ultimo - Staffe - Verifiche armatura

Le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave q_{tot} , considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di estremità ($M_{Rd,1} = 60.33$ kNm e $M_{Rd,2} = 60.33$ kNm) amplificati del fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1.10$ per strutture in CD B:

$$V_{Ed} = q_{tot} \cdot L/2 + \gamma_{Rd} \cdot (M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2})/L$$

I carichi agenti sulla trave valgono:

$$\begin{aligned} q_{QPS} &= 1.0 \cdot 0.30 \cdot 0.30 \cdot 25 = 2.25 \text{ kN/m} \\ q_{QPS \text{ sol}} &= 1.0 \cdot 2.50 \cdot 3.50 = 8.75 \text{ kN/m} \\ q_{QPN \text{ sol}} &= 1.0 \cdot 2.50 \cdot 1.50 = 3.75 \text{ kN/m} \\ q_{QPN \text{ tamp}} &= 1.0 \cdot 10.00 = 10.00 \text{ kN/m} \\ q_{QA \text{ sol}} &= 0.3 \cdot 2.50 \cdot 2.00 = \underline{1.50} \text{ kN/m} \\ q_{tot} &= 26.25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Quindi, al limite della zona rigida col pilastro, la sollecitazione di taglio di calcolo vale:

$$V_{Ed} = 26.25 \cdot 4.40/2 + 1.10 \cdot (60.33 + 60.33)/4.40 = 87.92 \text{ kN}$$

La resistenza di elementi armati a taglio V_{Rd} è valutata sulla base della schematizzazione a traliccio con inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo tale che $1.00 \leq \text{ctg}(\theta) \leq 2.50$, e vale:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} \\ V_{Rsd} &= 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}(\theta) \\ V_{Rcd} &= 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \text{ctg}(\theta) / (1 + \text{ctg}(\theta)^2) \end{aligned}$$

In cui: A_{sw}/s è il rapporto fra l'area ed il passo delle staffe; $b_w = B = 300 \text{ mm}$; $\alpha_c = 1.0$; $v = 0.5$.

Nelle zone critiche sono presenti staffe $\emptyset 8/6$ a due braccia, risulta: $A_{sw}/s = 16.76 \text{ cm}^2/\text{m} = 1.676 \text{ mm}$, quindi si ottiene il valore massimo di V_{Rd} per $\text{ctg}(\theta) = 1.4927$, da cui risulta:

$$\begin{aligned} V_{Rsd} &= 0.9 \cdot 260 \cdot (1.676) \cdot 391.30 \cdot 1.4927 = 229010 \text{ N} = 229.01 \text{ kN} \\ V_{Rcd} &= 0.9 \cdot 260 \cdot 300 \cdot 1.0 \cdot 0.5 \cdot 14.11 \cdot 1.4927 / (1 + 1.4927^2) = 229010 \text{ N} = 229.01 \text{ kN} \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{Ed}	87.92 kN	87.93 kN
V_{Rsd}	229.01 kN	229.01 kN
V_{Rcd}	229.01 kN	229.01 kN

In fine, al limite della zona critica ($L_{crit} = H = 0.30 \text{ m}$), le sollecitazioni di taglio di calcolo vengono valutate partendo dal valore $V_{Ed(x=0.3)} = 87.92 \text{ kN}$ precedentemente valutato al limite della zona rigida col pilastro:

$$V_{Ed} = V_{Ed(x=0.3)} \cdot (1 - 2 \cdot L_{crit}/L) = 87.92 \cdot (1 - 2 \cdot 0.30/4.40) = 75.93 \text{ kN}$$

Fuori dalle zone critiche sono presenti staffe $\emptyset 8/20$ a due braccia, risulta: $A_{sw}/s = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} = 0.503 \text{ mm}$, quindi si ottiene il valore massimo di V_{Rd} per $\text{ctg}(\theta) = 2.50$, da cui risulta:

$$\begin{aligned} V_{Rsd} &= 0.9 \cdot 260 \cdot (0.503) \cdot 391.30 \cdot 2.5 = 115142 \text{ N} = 115.14 \text{ kN} \\ V_{Rcd} &= 0.9 \cdot 260 \cdot 300 \cdot 1.0 \cdot 0.5 \cdot 14.11 \cdot 1.4927 / (1 + 1.4927^2) = 170780 \text{ N} = 170.78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{Ed}	75.93 kN	80.05 kN
V_{Rsd}	115.14 kN	115.06 kN
V_{Rcd}	170.78 kN	170.78 kN

Nota: Le differenze nella valutazione del momento agente sono dovute all'utilizzo di un modello di distribuzione conservativo del taglio lungo la campata da parte di ModeSt.

Calcolo teorico:

Stato Limite Esercizio - Verifiche tensionali

Si considera la sezione sugli appoggi, in cui i momenti flettenti valgono:

$$M_{Ed,R} = -39.60 \text{ kNm per gli SLE R;}$$

$$M_{Ed,Q} = -35.05 \text{ kNm per gli SLE Q.}$$

Per il calcolo delle tensioni di esercizio, dato il Coeff. di omogeneizzazione $n = 15$, la posizione dell'asse neutro vale:

$$x = f \cdot (-1 + \text{radq}\{1 + 2 \cdot e \cdot f\}), \text{ in cui: } f = n \cdot (A_f + A_f') / B ; e = [A_f \cdot d + A_f' \cdot c] / (A_f + A_f')$$

Da cui il momento d'inerzia della sezione ideale vale:

$$J = B \cdot x^3 / 3 + n \cdot [A_f \cdot (d-x)^2 + A_f' \cdot (x-c)^2]$$

E quindi, dato il Momento agente "M", le tensioni sui materiali valgono:

$$\sigma_c = (M/J) \cdot x$$

$$\sigma_s = (M/J) \cdot n \cdot (d-x)$$

$$\sigma_s' = (M/J) \cdot n \cdot (x-c)$$

Per le sezioni agli appoggi risulta:

$$x = 89.53 \text{ mm}$$

$$J = 385104451 \text{ mm}^4$$

Quindi per gli SLE R risulta:

$$\sigma_c = (M_{Ed,R}/J) \cdot x = 9.207 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = (M_{Ed,R}/J) \cdot n \cdot (d-x) = 262.934 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s' = (M_{Ed,R}/J) \cdot n \cdot (x-c) = 76.403 \text{ N/mm}^2$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$ \sigma_c $	9.21 N/mm ²	9.21 N/mm ²
$ \sigma_s $	262.93 N/mm ²	262.96 N/mm ²
$ \sigma_s' $	76.40 N/mm ²	76.41 N/mm ²

Mentre per gli SLE Q risulta:

$$\sigma_c = (M_{Ed,Q}/J) \cdot x = 8.149 \text{ N/mm}^2$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
σ_c	8.15 N/mm ²	8.15 N/mm ²

Calcolo teorico:

Stato Limite Esercizio - Verifiche a fessurazione

Si considera la sezione sugli appoggi, in cui i momenti flettenti valgono:

$$M_{Ed,F} = -36.31 \text{ kNm per gli SLE F;}$$

$$M_{Ed,Q} = -35.05 \text{ kNm per gli SLE Q.}$$

Il valore dell'apertura delle fessure è pari a:

$$w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm}$$

Il valore della distanza media tra le fessure s_{rm} e la deformazione unitaria media dell'armatura ϵ_{sm} vengono valutate utilizzando la procedura del D.M. 9 gennaio 1996:

$$s_{rm} = 2 \cdot (c_r + s/10) + k_2 \cdot k_3 \cdot \varnothing / \rho_r$$

$$\epsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) \cdot \max\{0.4 ; 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2\}$$

In cui: $c_r = 2.3 + 0.8 = 3.1$ cm è il ricoprimento d'armatura; s e \varnothing sono l'interasse fra le barre e il loro diametro; ρ_r è il rapporto fra l'area di ferro tesa A_f e la relativa area di calcestruzzo efficace $A_{c,eff} = B_{eff} \cdot d_{eff}$; $k_2 = 0.4$; $k_3 = 0.125$; $E_s = 206000$ N/mm² è l'elasticità dell'acciaio; $\beta_1 = 1.0$; $\beta_2 = 0.5$; σ_s e σ_{sr} sono le tensioni nell'acciaio in condizioni di esercizio e di prima fessurazione.

Per le sezioni agli appoggi risulta:

$$\varnothing = 18 \text{ mm}$$

$$s = (30 - 2 \cdot (2.3 + 0.8 + 1.8/2)) / 3 = 7.33 \text{ cm} = 73.33 \text{ mm}$$

$$A_f = 662.88 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,eff} = B_{eff} \cdot d_{eff} = 300 \cdot 166 = 49800 \text{ mm}^2$$

$$\rho_r = A_f / A_{c,eff} = 662.88 / 49800 = 1.33\%$$

$$s_{rm} = 2 \cdot (31 + 73.33/10) + 0.4 \cdot 0.125 \cdot 18 / (1.33/100) = 144.33 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sr} = 135.00 \text{ N/mm}^2$$

Quindi per gli SLE F risulta:

$$\sigma_s = 241.09 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{sm} = (241.09 / 206000) \cdot \max\{0.4 ; 1 - 1 \cdot 0.5 \cdot (135.00 / 241.09)^2\} = 0.99\text{‰}$$

$$w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 1.7 \cdot 144.33 \cdot 0.99 / 1000 = 0.239 \text{ mm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
s_{rm}	144.33 mm	146.55 mm
ϵ_{sm}	0.99 ‰	1.01 ‰
w_k	0.24 mm	0.25 mm

Mentre per gli SLE Q risulta:

$$\sigma_s = 232.72 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{sm} = (232.72 / 206000) \cdot \max\{0.4 ; 1 - 1 \cdot 0.5 \cdot (135.00 / 232.72)^2\} = 0.94\text{‰}$$

$$w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 1.7 \cdot 125.53 \cdot 0.99 / 1000 = 0.211 \text{ mm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
s_{rm}	144.33 mm	146.55 mm
ϵ_{sm}	0.94 ‰	0.97 ‰
w_k	0.23 mm	0.24 mm

Verifica di una trave non dissipativa in c.a.

Caratteristiche della trave: in relazione alla struttura TVDM18CA verrà verificata la trave n.105. La sezione ha base $B = 0.30$ m, altezza $H = 0.30$ m e copriferro di calcolo dal baricentro delle armature $c = 40$ mm ($d = H - c = 0.26$ m); l'armatura superiore è composta da $3\phi 18 + 2\phi 14$ ($A_f = 1071.28$ mm²), quella inferiore da $2\phi 18 + 1\phi 14$ ($A_{f'} = 662.88$ mm²); sono posizionate staffe $\phi 8/20$.

Caratteristiche dei materiali:

Calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 24.9$ N/mm², $\epsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$), la cui resistenza di calcolo a compressione vale:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 24.9 / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio B450C ($f_{yk} = 450$ N/mm², $\epsilon_{yd} = 1.82\text{‰}$) la cui resistenza di calcolo vale:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

File: [TestValidazione] – TVDM18CA – TR105.gdb

Calcolo teorico:

Stato Limite Ultimo – Verifica a flessione

Si considera la sezione sugli appoggi, in cui per gli stati limite sismici per azioni non dissipative il massimo momento flettente vale: $M_{Ed} = -85.22$ kNm. Per il calcolo del momento resistente al limite elastico viene considerata la distribuzione delle tensioni sul calcestruzzo con il modello bilineare con deformazione al limite elastico $\epsilon_{c3} = 1.75\text{‰}$. Ipotizzando compressa l'armatura all'intradosso ed il raggiungimento del limite elastico per snervamento dell'acciaio teso, la posizione x dell'asse neutro è data dalla seguente relazione di equilibrio:

$$C + F_1 + F_2 = 0$$

$$C = B \cdot [(\epsilon_{yd} / \epsilon_{c3}) \cdot x / (d - x)] \cdot f_{cd} \cdot x / 2 ; F_1 = -A_f \cdot f_{yd} ; F_2 = A_{f'} \cdot f_{yd} \cdot (x - c) / (d - x)$$

L'equilibrio è ottenuto dal seguente valore della posizione dell'asse neutro:

$$x = 125.12 \text{ mm } (x > c)$$

Quindi il momento resistente ultimo vale:

$$M_{Rd} = C \cdot (H/2 - x/2) + (F_2 - F_1) \cdot (H/2 - c) = 91.78 \text{ kNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$ M_{Rd} $	91.78 kNm	91.62 kNm
Sic.	1.077	1.075

Nota: Le differenze nella valutazione del momento ultimo sono dovute all'utilizzo del modello parabola – rettangolo da parte di ModeSt, invece del modello bilineare.

Il calcolo della resistenza a taglio V_{Rd} è analogo al caso precedentem mentre il valore di V_{Ed} è in questo caso quello che risulta dal calcolo per azioni non dissipative.

Le verifiche per gli stati limite di esercizio sono eseguite con gli stessi metodi del caso precedente.

Calcolo dei momenti di progetto in capacità per i pilastri di una struttura a telai in c.a.

Caratteristiche del pilastro: in relazione alla struttura TVDM18CA verranno calcolati i momenti di progetto in capacità per il pilastro n.1 nel nodo n.101 rispetto alle travi n.101 e n.103.

Sollecitazioni: I momenti resistenti delle travi interessate, in valore assoluto, valgono:

$$M_{Rd,101,1-2(-)} = 47.09 \text{ kNm}; M_{Rd,101,1-2(+)} = 47.09 \text{ kNm};$$

$$M_{Rd,103,1-4(-)} = 60.35 \text{ kNm}; M_{Rd,103,1-4(+)} = 60.35 \text{ kNm}.$$

La notazione $M_{Rd,t,a-b(-/+)}$ indica il momento resistente della trave 't', al filo del pilastro 'a', nella campata fra i pilastri 'a' e 'b', per sollecitazioni con segno -/+ con flessione positiva per trazioni sull'intradosso.

Per il pilastro n.1 la condizione di carico più gravosa è la CC17, per la quale risultano i seguenti momenti:

$$M_{Ed,1,i,y} = -1.80 \text{ kNm}; M_{Ed,1,s,y} = +6.18 \text{ kNm};$$

$$M_{Ed,1,i,z} = +16.61 \text{ kNm}; M_{Ed,1,s,z} = -25.87 \text{ kNm}.$$

La notazione $M_{Ed,p,i/s,y/z}$ indica il momento agente sul pilastro 'p', i/s = inferiore/superiore al nodo di telaio, rispetto agli assi y/z locali del pilastro.

File: [TestValidazione] – TVDM18CA – PL0001.gdb

Calcolo teorico:

I momenti di verifica dei pilastri vengono calcolati amplificando quelli risultanti dall'analisi della struttura, in base ai momenti resistenti delle travi, in modo che dalla progettazione risulti un rapporto fra la resistenza dei pilastri e quella delle travi maggiore del fattore di sovraresistenza dato dalla normativa.

Pilastro n.1

Rispetto all'asse locale y del pilastro i momenti agenti ($M_{Ed,1,i,y}$ ed $M_{Ed,1,s,y}$) per la CC17 risultano condordi. La trave di riferimento è la n.101 e il momento resistente con segno equilibrante $M_{Ed,1,s,y}$ risulta essere $M_{Rd,101,1-2(-)}$. Risultano i seguenti coefficienti amplificativi e relativi momenti di progetto:

$$\alpha_y = \gamma_{RD} \cdot (M_{Rd,101,1-2(-)}) / (|M_{Ed,1,i,y}| + |M_{Ed,1,s,y}|)$$

$$\alpha_y = 1.3 \cdot 47.09 / (|-1.80| + |+6.18|) = 7.67$$

$$M_{Ed,1,i,y,ver} = \alpha_y \cdot M_{Ed,1,i,y} = 7.67 \cdot (-1.80) = -13.81 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1,s,y,ver} = \alpha_y \cdot M_{Ed,1,s,y} = 7.67 \cdot (+6.18) = +47.41 \text{ kNm}$$

Rispetto all'asse locale z del pilastro i momenti agenti ($M_{Ed,1,i,z}$ ed $M_{Ed,1,s,z}$) per la CC17 risultano concordi. La trave di riferimento è la n.103 e il momento resistente con segno equilibrante $M_{Ed,1,i,z}$ ed $M_{Ed,1,s,z}$ è $M_{Rd,103,1-4(-)}$. Risultano i seguenti coefficienti amplificativi e relativi momenti di progetto:

$$\alpha_z = \gamma_{RD} \cdot M_{Rd,103,1-4(-)} / (|M_{Ed,1,i,z}| + |M_{Ed,1,s,z}|)$$

$$\alpha_z = 1.3 \cdot 60.35 / (|+16.61| + |-25.87|) = 1.85$$

$$M_{Ed,1,i,z,ver} = \alpha_z \cdot M_{Ed,1,i,z} = 1.85 \cdot (+16.61) = +30.68 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1,s,z,ver} = \alpha_z \cdot M_{Ed,1,s,z} = 1.85 \cdot (-25.87) = -47.78 \text{ kNm}$$

Se i momenti agenti sul pilastro fossero risultati discordi allora i coefficienti amplificativi sarebbero stati calcolati dal rapporto fra i momenti resistenti delle travi sommati al minor momento agente, in valor assoluto, sulle sezioni di pilastro inferiore/superiore al nodo ed il maggior momento agente, in valor assoluto, sulle sezioni di pilastro inferiore/superiore al nodo.

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
α_y	7.67	7.68
My ver. i	-13.81 kNm	-13.79 kNm
My ver. s	+47.41 kNm	+47.43 kNm
α_z	1.85	1.85
Mz ver. i	+30.68 kNm	+30.68 kNm
Mz ver. s	-47.78 kNm	-47.78 kNm

Calcolo delle sovraresistenze:

Dai momenti di verifica precedentemente calcolati è possibile progettare i pilastri e verificare direttamente la sovraresistenza rispetto alle travi.

Effettuando le verifiche a pressoflessione il pilastro n.1 risulta progettato con 1Ø18 per ogni spigolo e 2Ø18 per ogni lato, i momenti ultimi per la CC17 risultano:

$$M_{Rd,1,i,y} = -129.56 \text{ kNm} ; M_{Rd,1,s,y} = +125.27 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,1,i,z} = +129.56 \text{ kNm} ; M_{Rd,1,s,z} = -125.27 \text{ kNm}$$

Siccome i momenti agenti sul pilastro sono concordi il controllo della sovraresistenza può essere effettuato verificando che:

$$\Sigma |M_{Rd,p}| / \Sigma |M_{Rd,t}| > \gamma_{RD}$$

Il controllo rispetto all'asse y risulta:

$$\begin{aligned} & (|M_{Rd,1,i,y}| + |M_{Rd,1,s,y}|) / (M_{Rd,101,1-2(-)}) > \gamma_{RD} \\ & (|-129.56| + |+125.27|) / (47.09) = 5.41 > 1.30 \end{aligned}$$

Il controllo rispetto all'asse z risulta:

$$\begin{aligned} & (|M_{Rd,1,i,z}| + |M_{Rd,1,s,z}|) / (M_{Rd,103,1-4(-)}) > \gamma_{RD} \\ & (|+129.56| + |-125.27|) / (60.35) = 4.22 > 1.30 \end{aligned}$$

Se i momenti agenti sul pilastro fossero risultati discordi allora i controlli sarebbero stati calcolati dal rapporto fra il momento resistente maggiore del pilastro e la somma fra i momenti resistenti delle travi sommati minor momento resistente del pilastro.

Verifica di un nodo trave-pilastro

Descrizione del problema: in relazione alla struttura TVDM18CA verrà verificato il nodo n.101 per azioni in direzione Y, su cui si innestano il pilastro n.1 e la trave n.103.

Caratteristiche del nodo, armatura e sollecitazioni delle membrature incidenti:

Il nodo risulta non interamente confinato, e viene considerato come "esterno". All'innesto nel nodo la trave 103 è armata con barre 2 \varnothing 18 ed 1 \varnothing 14 (662.88 mm²) sia all'estradosso che all'intradosso. Le travi sono armate con staffe \varnothing 8 ed il copriferro reale a bordo staffa è di 25 mm. Il pilastro 2 è armato con barre \varnothing 18 e staffe \varnothing 8 a 4 braccia, il copriferro reale a bordo staffa è di 25 mm. Nel nodo sono presenti 4 staffe \varnothing 8 a 4 braccia, disposte centrate in altezza nel nodo ed in modo da avere un interasse pari al rapporto fra l'altezza del nodo ed il numero di staffe presenti.

Il taglio massimo nel pilastro al di sopra del nodo in direzione Y locale vale 26.46 kN. Le verifiche vengono eseguite agli SLV, consideriamo i risultati della CC1: lo sforzo normale vale 45.10 kN sopra il nodo e 132.41 kN sotto il nodo.

File: [TestValidazione] – TVDM18CN – PL0001.gdb

Calcolo teorico:

Le formule adottate per le verifiche ed il significato dei simboli utilizzati, salvo specifica indicazione, sono descritti nel §7.4.4.3.1.

Verifica a compressione per azioni in direzione Y

Per azioni in direzione Y locale del pilastro il nodo viene considerato come "esterno", il taglio agente risulta quindi dalla relazione (7.4.7):

$$V_{jbd} = Y_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C = 1.1 \cdot 662.88 \cdot (391.30/1e3) - 26.46 = 258.86 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza a compressione del calcestruzzo (7.4.8) è espressa nella forma:

$$V_{jbd} \leq V_{jBR}$$

in cui V_{jBR} è la resistenza a compressione del nucleo di calcestruzzo:

$$V_{jBR} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \text{radq}(1 - v_d/\eta)$$

risulta pertanto:

$$\eta = \alpha_j \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.48 \cdot (1 - 24.9/250) = 0.432$$

$$b_j = 300 \text{ mm}$$

$$h_{jc} = 300 - 2 \cdot (25 + 8 + 18/2) = 216 \text{ mm}$$

$$v_d = 45.10 / (300 \cdot 300 \cdot 14.11/1e3) = 0.0355$$

$$V_{jBR} = 0.432 \cdot (14.11/1e3) \cdot 300 \cdot 216 \cdot \text{radq}(1 - 0.0355/0.432) = 378.41 \text{ kN}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{jbd}	258.86 kN	258.87 kN
V_{jBR}	378.41 kN	378.58 kN

Verifica a trazione per azioni in direzione Y

Viene verificato che il confinamento fornito dalle staffe presenti nel nodo sia tale che nel calcestruzzo la massima trazione diagonale non ecceda la resistenza di calcolo a trazione. Tale controllo viene eseguito applicando la (7.4.10) espressa nella seguente forma:

$$R_{fni} \geq A_{fni}$$

in cui A_{fni} rappresenta l'azione di fessurazione del nodo integro:

$$A_{fni} = a^2/b \cdot f_{ctd}$$

in cui:

$$a = V_{jbd}/(b_j \cdot h_{jc}) = 1e6 \cdot 258.86 / (300 \cdot 216) = 3994.75 \text{ kN/m}^2$$

$$b = f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd} = 1.194 \cdot 1e3 + 0.0355 \cdot 14.11 \cdot 1e3 = 1694.90 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{fni} = 3994.75^2 / 1694.90 - 1.194 \cdot 1e3 = 8221.32 \text{ kN/m}^2$$

mentre R_{fni} rappresenta la resistenza a fessurazione del nodo integro:

$$R_{fni} = A_{sh} \cdot f_{ywd} / (b_j \cdot h_{jw})$$

risulta pertanto:

$$A_{sh} = 4 \cdot 4 \cdot (\pi \cdot 8^2 / 4) = 804.25 \text{ mm}^2$$

$$f_{ywd} = f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$b_j = 300 \text{ mm}$$

$$h_{jw} = 220 \text{ mm}$$

$$R_{fni} = 1e6 \cdot 804.25 \cdot (391.30 / 1e3) / (300 \cdot 220) = 4856.53 \text{ kN/m}^2$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
A_{fni}	8221.32 kN/m ²	8222.28 kN/m ²
R_{fni}	4856.53 kN/m ²	4768.27 kN/m ²

La verifica non è soddisfatta ed il nodo risulta quindi fessurato, pertanto si procede alla verifica di integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale applicando la (7.4.12) espressa nella seguente forma:

$$V_{jwR} \geq V_{jwd}$$

In cui:

$$V_{jwR} = A_{sh} \cdot f_{ywd}$$

$$V_{jwd} = Y_{rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0.8 \cdot v_d)$$

la resistenza a trazione diagonale V_{jwR} risulta:

$$A_{sh} = 4 \cdot 4 \cdot (\pi \cdot 8^2 / 4) = 804.25 \text{ mm}^2$$

$$f_{ywd} = f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$V_{jwR} = 804.25 \cdot (391.30 / 1e3) = 314.70 \text{ kN}$$

e l'azione agente di trazione diagonale V_{jwd} risulta:

$$v_d = 132.41 / (300 \cdot 300 \cdot 14.11 / 1e3) = 0.1043$$

$$V_{jwd} = 1.1 \cdot 662.88 \cdot (391.30 / 1e3) \cdot (1 - 0.8 \cdot 0.1043) = 261.52 \text{ kN}$$

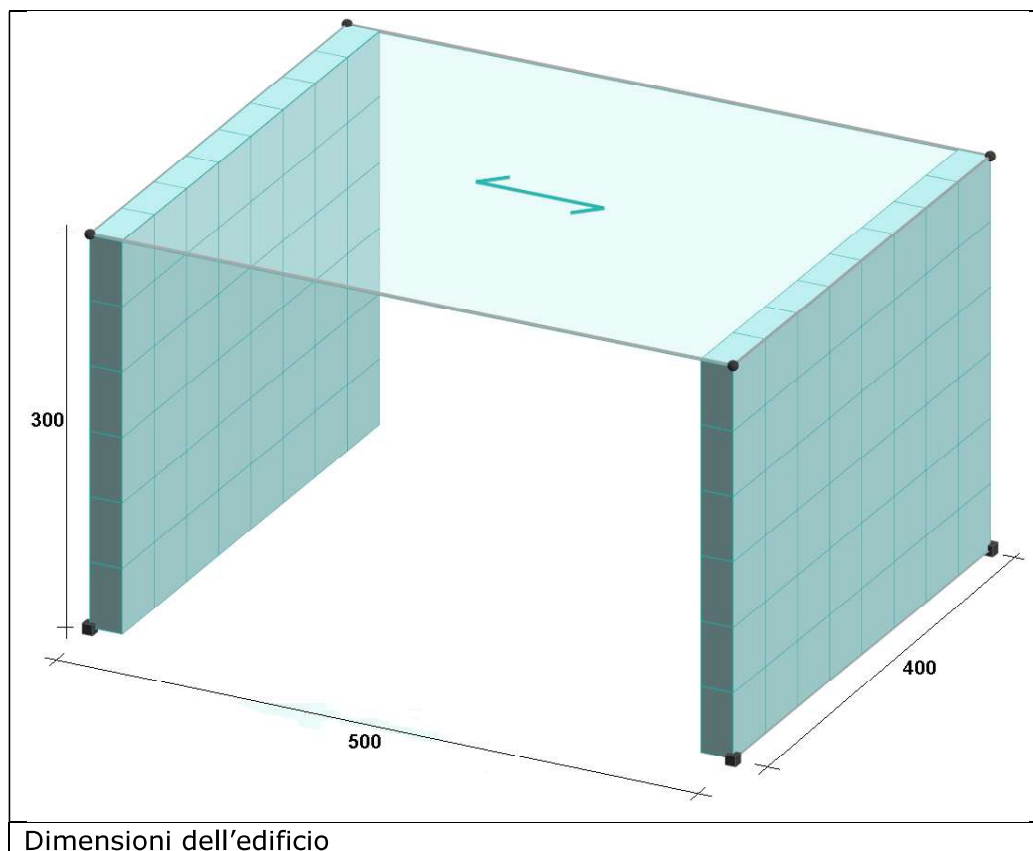
Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{jwd}	261.52 kN	261.52 kN
V_{jwR}	314.70 kN	314.71 kN

Analisi sismica statica non lineare delle murature

Descrizione del problema: analisi sismica statica non lineare (pushover), ai sensi del D.M. 14/01/08, di un edificio esistente in muratura ad un piano con pianta quadrata.

Caratteristiche dell'edificio: l'edificio a base rettangolare, con lati di 4 e 5 m e altezza di 3 m, è composto da due pareti con spessore di 25 cm, come riportato nella seguente figura.



Il solaio ha carico permanente strutturale pari a 300 daN/m^2 , carico permanente non strutturale pari a 200 daN/m^2 e carico accidentale pari a 200 daN/m^2 appartenente alla categoria dei carichi variabili "D.M. 08 Variabili Categoria A Ambienti ad uso residenziale".

File: [TestValidazione] – TVMUR1

Caratteristiche dei materiali: i valori delle caratteristiche meccaniche sono stati ricavati dalla tabella C8A.2.1 senza correggerli con i coefficienti della tabella C8A.2.2. Si ipotizza che il livello di conoscenza sia pari a LC2 a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC = 1.2$.

Dalla tabella C8A.2.1 per "Muratura in mattoni pieni e malta di calce" si hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

- resistenza media a compressione: $f_m (\text{min}) = 24 \text{ daN/cm}^2$; $f_m (\text{max}) = 40 \text{ daN/cm}^2$
- resistenza media a taglio: $\tau_0 (\text{min}) = 0.6 \text{ daN/cm}^2$; $\tau_0 (\text{max}) = 0.92 \text{ daN/cm}^2$
- modulo di elasticità: $E (\text{min}) = 12000 \text{ daN/cm}^2$; $E (\text{max}) = 18000 \text{ daN/cm}^2$
- modulo elastico tangenziale: $G (\text{min}) = 4000 \text{ daN/cm}^2$; $G (\text{max}) = 6000 \text{ daN/cm}^2$
- peso specifico: $\gamma = 1800 \text{ daN/m}^3$

Poiché si è ipotizzato un livello di conoscenza LC2, come indicato nella tabella C8A.1.1, si adottano i valori medi sia per la resistenza che per i moduli di elasticità come di seguito riportato:

- resistenza media a compressione: $f_m = 32 \text{ daN/cm}^2$

- resistenza media a taglio: $\tau_0 = 0.76 \text{ daN/cm}^2$
- modulo di elasticità: $E = 15000 \text{ daN/cm}^2$
- modulo elastico tangenziale: $G = 5000 \text{ daN/cm}^2$
- peso specifico: $\gamma = 1800 \text{ daN/m}^3$

Analisi teorica:

Curva di capacità:

La curva di capacità è determinata ipotizzando che il collasso dell'edificio avvenga per rottura a taglio diagonale e pressoflessione dei maschi murari. Il limite per la deformazione ultima per collasso a taglio è pari 0.4 % l'altezza del maschio murario e 0.6% per la rottura a pressoflessione come indicato nel par. C8.7.1.4 della Circolare del D.M. 14/01/08. Il valore della resistenza per la rottura a taglio è calcolato con la seguente formula:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot f_{td}}}$$

mentre quello per pressoflessione con la seguente formula:

$$M_u = l^2 \cdot t \frac{\sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d}\right)$$

Le condizioni di carico elementari considerate sono:

- 1 permanente strutturale del solaio
- 2 permanente non strutturale del solaio
- 3 accidentale del solaio

Combinazioni per S.L.U. sismico:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

in cui:

$$G_1 = [\text{CCE1}] ; G_2 = [\text{CCE2}] ; Q_{k1} = [\text{CCE3}] ; Q_{k2} = [\text{CCE4}]$$

$$\Psi_{21(\text{CCE3})} = 0.3$$

Massa:

$W^{\text{QP sol}}$	$= 1.0 \cdot [5.00 \cdot 4.00 \cdot 500] =$	10000.00 daN
$W^{\text{QA sol}}$	$= 0.3 \cdot [5.00 \cdot 4.00 \cdot 200] =$	<u>1200.00</u> daN
W		11200.00 daN
MS		11416.90 Kg

Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 1$

Il carico del solaio si ripartisce sulle pareti in funzione dell'area di influenza per cui il carico agente sulla singola parete di lato 4 m è pari a:

$$P = G_1 \cdot A + G_2 \cdot A + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} \cdot A = 300 \cdot 4 \cdot 5/2 + 200 \cdot 4 \cdot 5/2 + 0.3 \cdot 200 \cdot 4 \cdot 5/2 = 5600 \text{ daN}$$

La tensione normale media (σ_0), riferita all'area totale della sezione, è pari a:

$$\sigma_0 = \frac{P}{l \cdot t} = \frac{Q \cdot l}{l \cdot t} = \frac{5600}{400 \cdot 25} = 0.56 \text{ daN/cm}^2$$

Le resistenze per la rottura a taglio e pressoflessione della parete sono pari a:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5 \cdot \frac{\tau_{0d}}{FC}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \frac{\tau_{0d}}{FC}}} = 400 \cdot 25 \frac{1.5 \cdot \frac{0.76}{1.2}}{1} \sqrt{1 + \frac{0.56}{1.5 \cdot \frac{0.76}{1.2}}} = 11977.06 \text{ daN}$$

$$M_u = l^2 \cdot t \frac{\sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot \frac{f_d}{FC}}\right) = 400^2 \cdot 25 \frac{0.56}{2} \left(1 - \frac{0.56}{0.85 \cdot \frac{32}{1.2}}\right) = 1092329.4 \text{ daNcm} = 10923.29 \text{ daNm}$$

Il limite per la deformazione ultima per collasso a taglio è pari a:

$$\delta_u = 0.004 \cdot h = 0.004 \cdot 300 = 1.2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

mentre quello per pressoflessione nel caso di strutture esistenti è pari a:

$$\delta_u = 0.006 \cdot h = 0.006 \cdot 300 = 1.8 \text{ cm} = 18 \text{ mm}$$

Essendo il comportamento della parete assimilabile ad una mensola di 3 m di altezza, possiamo calcolare la forza in sommità che provoca una flessione pari al momento ultimo:

$$F = M_u / H = 10923.29 / 3 = 3641.10 \text{ daN}$$

Raggiunta tale forza, lo schema statico della parete diventa una mensola con una cerniera plastica alla base quindi, possiamo assumere che la forza rimane costante e pari F (soprastimata) e che la rottura si abbia quando lo spostamento raggiunge la deformazione ultima per collasso a taglio.

Quindi:

$$F_{bu} = 2 \cdot F = 7282.20 \text{ daN}$$

$$\delta_u = 12 \text{ mm}$$

Spostamento al limite elastico:

$$\delta = \frac{F_{bu} \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot J} + \frac{F_{bu} \cdot H}{G \cdot A_s} = \frac{7282.2 \cdot 300^3}{3 \cdot 15000 \cdot 266666667} + \frac{7282.2 \cdot 300}{5000 \cdot (20000/1.2)} = 0.043 \text{ cm} = 0.43 \text{ mm}$$

Sistema equivalente ad un grado di libertà:

Resistenza massima:

$$F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma} = 7282.2 \text{ daN}$$

Spostamento ultimo:

$$\delta_u^* = \frac{\delta_u}{\Gamma} = 12 \text{ mm}$$

Bilineare equivalente:

Massa equivalente:

$$m^* = \frac{M}{\Gamma} = \frac{11416.9}{1} = 11416.9 \text{ daN}$$

Spostamento al limite elastico:

$$\delta_y^* = \delta = 0.43 \text{ mm}$$

Rigidezza al limite elastico:

$$K^* = \frac{F_{bu}^*}{\delta_y^*} = \frac{7282.2}{0.00043} = 17094017 \text{ daN/m}$$

Periodo elastico:

$$T^* = \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} = 0.051 \text{ sec}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
F_{bu}	7282.20 daN	7324.86 daN
δ_u	12.00 mm	12.00 mm

Output ModeSt:

Relazione di calcolo:

Sisma Y+, No Ecc, Gruppo 2

Distribuzione di forze uniforme

Percentuale di massa movimentata in direzione del sisma:100.00

Imp. cx cy
1 1.00 1.00

Risultati analisi statica non lineare

Resistenza massima: $F_{bu} = 7324.86 <daN>$
 Spostamento ultimo: $\delta_u = 12.00 <mm>$
 Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 1.00$

Sistema equivalente ad un grado di libertà

Resistenza massima: $F_{bu}^* = 7324.86 <daN>$
 Spostamento ultimo: $\delta_u^* = 12.00 <mm>$

Curva bilineare equivalente

Forza di snervamento: $F_y^* = 7303.32 <daN>$
 Spostamento al limite elastico: $\delta_y^* = 0.43 <mm>$
 Massa equivalente: $m^* = 11416.90 <kg>$
 Rigidezza: $k^* = 17094300.00 <daN/m>$
 Periodo elastico: $T^* = 0.051 <sec>$
 Sovreresistenza: $\alpha_u/\alpha_1 = 0.90$

Verifiche geotecniche di una fondazione superficiale

Caratteristiche della fondazione: la fondazione è rappresentata da un plinto le cui dimensioni dell'impronta sono $B = L = 1.50$ m; mentre l'altezza è pari a 0.5 m. Il plinto è alla base del pilastro n.2 della struttura TVDM08CA, in cui la direzione di B è parallela all'asse X globale e la direzione di L è parallela all'asse Y.

Le verifiche di capacità portante verranno fatte secondo l'approccio 2.

Terreno di fondazione: I parametri geotecnici caratteristici sono i seguenti:

Peso specifico del terreno naturale	γ	=	20	kN/m ³
Peso specifico del terreno saturo	γ_{sat}	=	21	kN/m ³
Angolo di attrito efficace	ϕ	=	30	°
Coesione efficace	c'	=	5	kPa
Coesione non drenata	c_u	=	80	kPa
Modulo elastico	E	=	20	MPa
Modulo elastico tangenziale	G	=	8	MPa

Secondo l'approccio 2 i coefficienti parziali sui materiali γ_M sono unitari, pertanto i parametri di progetto coincidono con i parametri caratteristici.

Il piano di campagna è all'estradosso del plinto, la profondità del piano di posa è quindi $D = 0.5$ m; la falda è presente alla profondità pari a $z_f = 1$ m dal piano di campagna.

Sollecitazioni: Le sollecitazioni di progetto sono rappresentate dalle reazioni vincolari del nodo n.2 della struttura TVDM18CA. Tali effetti dei carichi rappresentano già i valori di progetto per il calcolo con l'approccio 2. Dal paragrafo relativo alla "Generazione delle combinazioni di carico" del test "Analisi dei carichi per un'analisi sismica statica lineare", per la struttura in oggetto, sono desumibili i coefficienti parziali sulle azioni γ_A .

File: [TestValidazione] – TVDM18CA

Calcolo teorico:

Per le verifiche agli SLU statici consideriamo i carichi risultanti dalla CC33. Per ottenere i momenti di progetto occorre sommare, al momento di incastro, il momento generato dal taglio per l'altezza del plinto, risultano quindi le seguenti sollecitazioni di progetto:

$$N = R_z = +355.39 \text{ kN}$$

$$T_x = R_x = 0.00 \text{ kN}$$

$$T_y = R_y = +22.40 \text{ kN}$$

$$M_x = M_x - H \cdot (R_y) = -21.85 - 0.5 \cdot (+22.93) = -33.04 \text{ daNm}$$

$$M_y = M_y + H \cdot (R_x) = 0.00 + 0.5 \cdot (0.00) = 0.00 \text{ kN}$$

Le dimensioni della fondazione reagente risultano:

$$B' = \min\{B - 2 \cdot |M_x|/N ; L - 2 \cdot |M_y|/N\}$$

$$L' = \max\{B - 2 \cdot |M_x|/N ; L - 2 \cdot |M_y|/N\}$$

$$B' = \min\{1.5 - 2 \cdot 33.04/355.39 ; 1.5 - 2 \cdot 0.00/355.39\} = 1.31 \text{ m}$$

$$L' = \max\{1.5 - 2 \cdot 33.04/355.39 ; 1.5 - 2 \cdot 0.00/355.39\} = 1.50 \text{ m}$$

La profondità di interesse delle superfici di rottura, dal piano di posa delle fondazioni, è stimata pari a: $z_i = (B/2) \cdot \tan(\pi/4 + \phi/2) = (1.5/2) \cdot \tan(60^\circ) = 1.3$ m. La falda è presente ad una profondità dal piano di posa delle fondazioni pari a $z_f - D = 1.5 - 0.5 = 0.5$ m, risultando $z_i > z_f - D > 0$, il peso specifico rappresentativo del terreno di fondazione γ_r risulta pari a:

$$\gamma_r = [\gamma \cdot (z_f - D) + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot (z_i - (z_f - D))]/z_i$$

$$\gamma_r = [20 \cdot 0.5 + (21 - 10) \cdot (1.3 - 0.5)]/1.3 = 14.46 \text{ kN/m}^3$$

La pressione litostatica verticale totale alla profondità del piano di posa della fondazione, rappresentativa del peso del terreno a lato del plinto vale:

$$\sigma_{v0,f} = \gamma \cdot D = 20 \cdot 0.5 = 10 \text{ kN/m}^3$$

Il coefficiente di spinta passiva del terreno di fondazione vale:

$$k_p = [1 + \sin(\varphi)] / [1 - \sin(\varphi)] = [1 + \sin(30^\circ)] / [1 - \sin(30^\circ)] = 3.00$$

La risultante delle azioni orizzontali è pari a:

$$H = \text{radq}[T_x^2 + T_y^2] = \text{radq}[(0.00)^2 + (+22.40)^2] = 22.40 \text{ kN}$$

L'angolo fra la direzione della risultante delle azioni orizzontali e la direzione in cui si sviluppa L' (nel caso specifico la direzione dell'asse X globale) è pari a:

$$\theta_{HL} = -90^\circ$$

Il fattore di direzione del carico orizzontale risulta quindi:

$$m = [(2 + B'/L') / (1 + B'/L')] \cdot \sin^2(\theta_{HL}) + [(2 + L'/B') / (1 + L'/B')] \cdot \cos^2(\theta_{HL})$$

$$m = [(2 + 1.31/1.50) / (1 + 1.31/1.50)] \cdot 1.00 + [(2 + 1.50/1.31) / (1 + 1.50/1.31)] \cdot 0.00$$

$$m = 1.53$$

L'adesione fra la fondazione e il terreno in condizioni drenate è stimata pari alla coesione efficace ($a' = c' = 5.00 \text{ kPa}$), mentre in condizioni non drenate è stimata pari alla coesione non drenata ($a_u = c_u = 80.00 \text{ kPa}$). L'angolo d'attrito fra la fondazione e il terreno è pari all'angolo d'attrito del terreno ($\delta = \varphi = 30^\circ$). Il piano di posa della fondazione ha inclinazione nulla ($\eta = 0.00$).

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

Il calcolo della capacità portante viene effettuato con la relazione trinomia proposta nell'allegato D dell'EC7, le relazioni trinomie scompongono la capacità portante in tre termini rappresentativi del sovraccarico laterale e della coesione e del peso del terreno di fondazione. Per le verifiche in condizioni drenate risulta:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + (B'/2) \cdot \gamma_r \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma$$

In cui:

$$N_q = \exp[\pi \cdot \tan(\varphi)] \cdot k_p = \exp[3.14 \cdot \tan(30^\circ)] \cdot 3 = 18.40$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi) = (18.40 - 1) / \tan(30^\circ) = 30.14$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) = 2 \cdot (18.40 - 1) \cdot \tan(30^\circ) = 20.09$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin(\varphi) = 1 + (1.31/1.50) \cdot \sin(30^\circ) = 1.44$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = (1.44 \cdot 18.40 - 1) / (18.40 - 1) = 1.46$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L') = 1 - 0.3 \cdot (1.31/1.50) = 0.74$$

$$i_q = [1 - H / (N + B' \cdot L' \cdot a' / \tan(\varphi))]^m =$$

$$= [1 - 22.40 / (355.39 + 1.31 \cdot 1.50 \cdot 5.00 / \tan(30^\circ))]^{1.53} = 0.91$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 0.91 - (1 - 0.91) / (18.40 - 1) = 0.91$$

$$i_\gamma = [1 - H / (N + B' \cdot L' \cdot a' / \tan(\varphi))]^{m+1} =$$

$$= [1 - 22.4 / (355.39 + 1.31 \cdot 1.50 \cdot 5.00 / \tan(30^\circ))]^{1.53+1} = 0.86$$

$$b_q = [1 - \eta \cdot \tan(\varphi)]^2 = [1 - 0.00 \cdot \tan(30^\circ)]^2 = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_q - 1) = 1.00 - (1 - 1.00) / (18.40 - 1) = 1.00$$

$$b_\gamma = [1 - \eta \cdot \tan(\varphi)]^2 = [1 - 0.00 \cdot \tan(30^\circ)]^2 = 1.00$$

La pressione limite è pari a:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + (B'/2) \cdot \gamma_r \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma$$

$$q_{lim} = 10.00 \cdot 18.40 \cdot 1.44 \cdot 0.91 \cdot 1.00 +$$

$$+ 5.00 \cdot 30.14 \cdot 1.46 \cdot 0.91 \cdot 1.00 +$$

$$+ (1.31/2) \cdot 14.46 \cdot 20.09 \cdot 0.74 \cdot 0.86 \cdot 1.00$$

$$q_{lim} = 241.11 + 200.22 + 121.09 = 562.42 \text{ kN/m}^2$$

Per verifiche secondo l'approccio 2, con un fattore di sicurezza parziale sulle resistenze pari a $\gamma_R = 2.3$, la resistenza di progetto risulta:

$$R_d = B' \cdot L' \cdot q_{lim} / \gamma_R = 1.31 \cdot 1.50 \cdot 562.42 / 2.3 = 480.50 \text{ kN}$$

Considerando lo sforzo normale come effetto delle azioni di progetto:

$$E_d = N = 355.39 \text{ kN}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d / E_d = 480.50 / 355.39 = 1.35$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
R_d	480.50 kN	482.15 kN
Sic.	1.35	1.36

Per le verifiche in condizioni non drenate il calcolo della capacità portante risulta:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c$$

In cui:

$$N_q = 1.00$$

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

$$s_c = 1 + 2 \cdot B' / L' = 1 + 0.2 \cdot 1.31 / 1.50 = 1.18$$

$$i_c = 0.5 \cdot \{1 + \text{radq}[1 - H / (B' \cdot L' \cdot a_u)]\} =$$

$$= 0.5 \cdot \{1 + \text{radq}[1 - 22.40 / (1.31 \cdot 1.50 \cdot 80.00)]\} = 0.96$$

$$b_c = 1 - 2 \cdot \eta \cdot (1 + \pi) = 1 - 2 \cdot 0.00 \cdot 3.14 = 1.00$$

La pressione limite è pari a:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c$$

$$q_{lim} = 10.00 \cdot 1.00 + 80.00 \cdot 5.14 \cdot 1.18 \cdot 0.96 \cdot 1.00 = 475.80 \text{ kN/m}^2$$

Per verifiche secondo l'approccio 2, con un fattore di sicurezza parziale sulle resistenze pari a $\gamma_R = 2.3$, la resistenza di progetto risulta:

$$R_d = B' \cdot L' \cdot q_{lim} / \gamma_R = 1.31 \cdot 1.50 \cdot 475.80 / 2.3 = 406.50 \text{ kN}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d / E_d = 406.50 / 355.39 = 1.14$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
R_d	406.50 kN	407.56 daN
Sic.	1.14	1.15

Calcolo teorico:

Verifiche di capacità portante per punzonamento

La verifica a rottura per punzonamento viene effettuata con il metodo proposto da Vesic (1975), per cui il fenomeno di rottura in oggetto è governato dall'indice di rigidezza I_r . La rottura per punzonamento è possibile solo se l'indice di rigidezza supera il valore critico $I_{r,crit}$, in tal caso la verifica verrà effettuata con la relazione trinomia proposta da Vesic (1973), in cui i termini rappresentativi del sovraccarico laterale e della coesione e del peso del terreno di fondazione sono moltiplicati da ulteriori fattori riduttivi valutati in funzione dell'indice di rigidezza. In condizioni drenate l'indice di rigidezza vale:

$$I_r = G/[c' + \sigma'_{v0(D+B/2)} \cdot \tan(\varphi)]$$

In cui:

$$\sigma'_{v0(D+B/2)} = \gamma \cdot z_f + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (D + B/2 - z_f) = 20 \cdot 1 + (21 - 10) \cdot (0.5 + 1.5/2 - 1) = 22.75 \text{ kPa}$$

L'indice di rigidezza risulta:

$$I_r = G/[c' + \sigma'_{v0(D+B/2)} \cdot \tan(\varphi)] = 8000/[5 + 22.75 \cdot \tan(30^\circ)] = 441.14$$

L'indice di rigidezza critico vale:

$$I_{r,crit} = (1/2) \cdot \exp\{[3.30 - 0.45 \cdot B/L] / \tan(\pi/4 - \varphi/2)\} = \\ = 0.5 \cdot \exp\{[3.30 - 0.45 \cdot 1.5/1.5] / \tan(45 - 30/2)\} = 69.63$$

Risulta:

$$I_r = 441.14 > 69.63 = I_{r,crit}$$

Il meccanismo di rottura per punzonamento non è attivabile e la verifica è soddisfatta.

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
I_r	441.14	441.14
$I_{r,crit}$	69.63	69.63

Dato il modulo elastico non drenato $E_u = 3 \cdot G = 3 \cdot 8 = 24 \text{ MPa}$, in condizioni non drenate l'indice di rigidezza risulta:

$$I_r = (E_u/3)/c_u = (24000/3)/80 = 100.00$$

L'indice di rigidezza critico vale:

$$I_{r,crit} = (1/2) \cdot \exp\{3.30 - 0.45 \cdot B/L\} = 0.5 \cdot \exp\{3.30 - 0.45 \cdot 1.5/1.5\} = 8.64$$

Risulta:

$$I_r = 100.00 > 8.64 = I_{r,crit}$$

Il meccanismo di rottura per punzonamento non è attivabile e la verifica è soddisfatta.

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
I_r	100.00	100.00
$I_{r,crit}$	8.64	8.64

Per le verifiche agli SLU sismici (SLV) consideriamo i carichi risultanti dalla CC1. Per ottenere i momenti di progetto occorre sommare, al momento di incastro, il momento generato dal taglio per l'altezza del plinto. Tutte le componenti delle reazioni vincolari sono incrementate del fattore $\gamma_{Rd} = 1.1$ (prescrizioni del §7.2.5 per edifici in classe di duttilità B). Risultano quindi le seguenti sollecitazioni di progetto:

$$N = 1.1 \cdot R_z = 1.1 \cdot 227.30 = +250.03 \text{ kN}$$

$$T_x = 1.1 \cdot R_x = 1.1 \cdot (-14.65) = -16.11 \text{ kN}$$

$$T_y = 1.1 \cdot R_y = 1.1 \cdot (+8.66) = +9.53 \text{ kN}$$

$$M_x = 1.1 \cdot (M_x - H \cdot (R_y)) = 1.1 \cdot ((-5.50) - 0.5 \cdot (+8.66)) = -10.81 \text{ kNm}$$

$$M_y = 1.1 \cdot (M_y + H \cdot (R_x)) = 1.1 \cdot ((-23.69) + 0.5 \cdot (-14.65)) = -34.12 \text{ daNm}$$

Le dimensioni della fondazione reagente risultano:

$$B' = \min\{B - 2 \cdot |M_x|/N ; L - 2 \cdot |M_y|/N\}$$

$$L' = \max\{B - 2 \cdot |M_x|/N ; L - 2 \cdot |M_y|/N\}$$

$$B' = \min\{1.5 \cdot 2 \cdot 10.81 / 250.03; 1.5 \cdot 2 \cdot 34.12 / 250.03\} = 1.23 \text{ m}$$

$$L' = \max\{1.5 \cdot 2 \cdot 10.81 / 250.03; 1.5 \cdot 2 \cdot 34.12 / 250.03\} = 1.41 \text{ m}$$

Calcolo teorico:

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni sismiche

Il calcolo della capacità portante viene effettuato con la relazione trinomia proposta da Richards R. Jr., Elms D.G. e Budhu M. (1993), per l'utilizzo di tale relazione è necessario calcolare l'angolo che definisce la zona di spinta attiva ρ_{ae} ed i coefficienti di spinta attiva e passiva comprensivi del contributo dovuto alle forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura, rispettivamente k_{pe} ed k_{ae} . Tali valori vengono calcolati partendo dall'accelerazione sismica orizzontale e verticale normalizzate con l'accelerazione di gravità, rispettivamente k_h e k_v . Per l'SLV l'azione sismica risulta avere $a_g/g = 0.1397$, il coefficiente della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche fornisce $S = S_S \cdot S_T = 1.0 \cdot 1.0 = 1.0$, risulta pertanto:

$$k_h = (a_g/g) \cdot S = 0.1397 \cdot 1.00 = 0.1397$$

$$k_v = 1.35 \cdot k_h \cdot \text{radq}(a_g/g) = 1.35 \cdot 0.1397 \cdot \text{radq}(0.1397) = 0.0705$$

$$\alpha = \arctan[k_h / (1 - k_v)] = \arctan[0.1397 / (1 - 0.0705)] = 0.1492 \text{ rad}$$

Dati l'angolo d'attrito fra la fondazione e il terreno e l'angolo d'attrito del terreno pari a: $\delta = \varphi = 30^\circ = 0.5236 \text{ rad}$, è possibile calcolare:

$$\Phi = \varphi - \alpha = 0.5236 - 0.1492 = 0.3744 \text{ rad}$$

$$c_k = \text{radq}[\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\Phi) / \cos(\delta + \alpha)] =$$

$$= \text{radq}[\sin(0.5236 + 0.5236) \cdot \sin(0.3744) / \cos(0.5236 + 0.1492)] = 0.6364$$

$$a_a = \text{radq}\{[1 + \tan^2(\Phi)] \cdot [(1 + \tan(\delta + \alpha) / \tan(\Phi))] - \tan(\Phi)\} =$$

$$= \text{radq}\{[1 + \tan^2(0.3744)] \cdot [(1 + \tan(0.5236 + 0.1492) / \tan(0.3744))] - \tan(0.3744)\} = 1.4766$$

$$b = 1 + \tan(\delta + \alpha) \cdot [\tan(\Phi) + 1 / \tan(\Phi)] =$$

$$= 1 + \tan(0.5236 + 0.1492) \cdot [\tan(0.3744) + 1 / \tan(0.3744)] = 3.3409$$

$$\rho_{ae} = +\Phi + \arctan(a_a / b) = +0.3744 + \arctan(1.4766 / 3.3409) = 0.7906$$

$$k_{ae} = [\cos^2(\Phi)] / [\cos(\alpha) \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot (1 + c_k)^2]$$

$$= [\cos^2(0.3744)] / [\cos(0.1492) \cdot \cos(0.5236 + 0.1492) \cdot (1 + 0.6364)^2] = 0.4183$$

$$k_{pe} = [\cos^2(\Phi)] / [\cos(\alpha) \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot (1 - c_k)^2]$$

$$= [\cos^2(0.3744)] / [\cos(0.1492) \cdot \cos(0.5236 + 0.1492) \cdot (1 - 0.6364)^2] = 8.4722$$

Il calcolo della capacità portante risulta:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q + c' \cdot N_c + (B'/2) \cdot \gamma_r \cdot N_\gamma$$

In cui:

$$N_q = k_{pe} / k_{ae} = 8.4722 / 0.4183 = 20.25$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi) = (20.25 - 1) / \tan(0.5236) = 33.34$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\rho_{ae}) = (20.25 - 1) \cdot \tan(0.7906) = 19.45$$

La pressione limite è pari a:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q + c' \cdot N_c + (B'/2) \cdot \gamma_r \cdot N_\gamma$$

$$q_{lim} = 10.00 \cdot 20.25 + 5.00 \cdot 33.34 + (1.23/2) \cdot 14.46 \cdot 19.45$$

$$q_{lim} = 202.50 + 166.70 + 172.97 = 542.17 \text{ kN/m}^2$$

Per verifiche sismiche il fattore di sicurezza parziale sulle resistenze è pari a $\gamma_R = 1.8$, la resistenza di progetto risulta:

$$R_d = B' \cdot L' \cdot q_{lim} / \gamma_R = 1.23 \cdot 1.41 \cdot 542.17 / 2.3 = 522.38 \text{ kN}$$

Considerando lo sforzo normale come effetto delle azioni di progetto:

$$E_d = N = 250.03 \text{ kN}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d/E_d = 522.38/250.03 = 2.09$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
R_d	522.38 kN	522.15 kN
Sic.	2.09	2.09

Calcolo teorico:

Verifiche di capacità portante per scorrimento

Il fattore di sicurezza parziale sulle resistenze è pari a $\gamma_R = 1.1$.

In condizioni drenate la resistenza di progetto ha una componente dovuta alla coesione ed una, dipendente dallo sforzo di compressione, dovuta all'attrito fra fondazione e terreno. La resistenza di progetto risulta:

$$R_d = [a' \cdot B' \cdot L' + N \cdot \tan(\delta)] / \gamma_R =$$

$$= [5.00 \cdot 1.23 \cdot 1.41 + 250.03 \cdot \tan(30^\circ)] / 1.1 = 139.11 \text{ kN}$$

L'effetto delle azioni di progetto, dato dalla risultante delle azioni orizzontali, è pari a:

$$E_d = H = \text{radq}[T_x^2 + T_y^2] = \text{radq}[(-16.11)^2 + (+9.53)^2] = 18.72 \text{ kN}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d/E_d = 139.11/18.72 = 7.43$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
R_d	139.11 kN	139.12 kN
Sic.	7.43	7.43

In condizioni non drenate risulta:

$$R_d = [a_u \cdot B' \cdot L'] / \gamma_R = [80.00 \cdot 1.23 \cdot 1.41] / 1.1 = 126.13 \text{ kN}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d/E_d = 126.13/18.72 = 6.74$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
R_d	126.13 kN	126.15 kN
Sic.	6.74	6.74

Calcolo teorico:

Calcolo dei cedimenti e della costane di sottofondo

I cedimenti elastici (ΔH) vengono determinati calcolando il cedimento atteso in funzione della pressione di contatto fra terreno e fondazione che ne è la causa (q_{es}) utilizzando un'equazione della teoria dell'elasticità (Bowles, 1999). La relazione elastica utilizzata è la seguente (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$\text{Ced.} = q_{es} \cdot [4 \cdot (B/2) \cdot (1 - \mu^2) / E] \cdot I_s \cdot I_f$$

in cui il modulo elastico del terreno di fondazione vale $E = 20 \text{ MPa}$, mentre il coefficiente di Poisson vale:

$$\mu = (1/2) \cdot (E/G) - 1 = (1/2) \cdot (20/8) - 1 = 0.25$$

Ipotizzando lo spessore di terreno interessato dalle deformazioni H pari a 5 volte la base del plinto:

$$H = 5 \cdot B = 5 \cdot 1.5 = 7.5 \text{ m}$$

Ed effettuando la valutazione in relazione al centro della fondazione, il coefficiente di influenza I_s viene calcolato dai seguenti parametri:

$$n = H/(B/2) = 7.5/(1.5/2) = 10$$

$$m = (L/2)/(B/2) = L/B = 1.5/1.5 = 1$$

$$a = [1 + \text{radq}(m^2 + 1)] \cdot \text{radq}(m^2 + n^2) = [1 + \text{radq}(1^2 + 1)] \cdot \text{radq}(1^2 + 10^2) = 24.2625$$

$$b = m \cdot [1 + \text{radq}(m^2 + n^2 + 1)] = 1 \cdot [1 + \text{radq}(1^2 + 10^2 + 1)] = 11.0995$$

$$c = [m + \text{radq}(m^2 + 1)] \cdot \text{radq}(1 + n^2) = [1 + \text{radq}(1^2 + 1)] \cdot \text{radq}(1 + 10^2) = 24.2625$$

$$d = m + \text{radq}(m^2 + n^2 + 1) = 1 + \text{radq}(1^2 + 10^2 + 1) = 11.0995$$

$$I_1 = [m \cdot \ln(a/b) + \ln(c/d)] / \pi = [1 \cdot \ln(24.2625/11.0995) + \ln(24.2625/11.0995)] / 3.14 = 0.4978$$

$$I_2 = \arctan\{[m / [n \cdot \text{radq}(m^2 + n^2 + 1)]] \cdot n / (2 \cdot \pi)\} =$$

$$= \arctan\{[1 / [10 \cdot \text{radq}(1^2 + 10^2 + 1)]] \cdot 10 / (2 \cdot 3.14)\} = 0.0158$$

$$I_s = I_1 + [(1 - 2 \cdot \mu) / (1 - \mu)] \cdot I_2 = 0.4978 + [(1 - 2 \cdot 0.25) / (1 - 0.25)] \cdot 0.0158 = 0.5083 \sim 0.51$$

Dato il rapporto di profondità $D/B = 0.5/1.5 = 0.33$ ed il rapporto fra i lati della fondazione $L/B = 1.5/1.5 = 1.00$, il valore del coefficiente di profondità è stimato pari a:

$$I_f = 0.81$$

Per il calcolo dei cedimenti consideriamo i carichi risultanti dalla CC34 (SLE R). L'azione di progetto è data dalla reazione vincolare all'incastro e vale:

$$N = R_z = +254.96 \text{ kN}$$

Da cui la tensione di esercizio vale:

$$q_{es} = N / (B \cdot L) = 254.96 / (1.5 \cdot 1.5) = 113.32 \text{ kN/m}^2$$

Il cedimento calcolato risulta pertanto:

$$\text{Ced.} = q_{es} \cdot [4 \cdot (B/2) \cdot (1 - \mu^2) / E] \cdot I_s \cdot I_f$$

$$\text{Ced.} = 1e3 \cdot 113.32 \cdot [4 \cdot (1.5/2) \cdot (1 - 0.25^2) / 20000] \cdot 0.51 \cdot 0.81 = 6.58 \text{ mm}$$

$$\text{Ced.} = 0.006583 \text{ m} \sim 0.66 \text{ cm}$$

Ipotizzando la profondità di interesse delle deformazioni indipendente dalle pressioni agenti è possibile calcolare la costante di sottofondo k_w rappresentativa della fondazione in oggetto:

$$k_w = q_{es} / \text{Ced.} = 1 / \{ [4 \cdot (B/2) \cdot (1 - \mu^2) / E] \cdot I_s \cdot I_f \}$$

$$k_w = 1 / \{ [4 \cdot (1.5/2) \cdot (1 - 0.25^2) / 20000] \cdot 0.51 \cdot 0.81 \} = 17214.02 \text{ kN/m}^3$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Ced.	6.58 mm	6.56 mm
k_w	17214.02 kN/m ³	17265.20 kN/m ³

Verifiche geotecniche di una fondazione profonda

Caratteristiche della fondazione: la fondazione è rappresentata da un palo trivellato di diametro $D_p = 0.5$ m e lunghezza $L_p = 10$ m. Il palo è alla base del pilastro n.5 della struttura TVDM08CA.

Terreno di fondazione: I parametri geotecnici caratteristici sono i seguenti:

Peso specifico del terreno naturale	γ	=	20	kN/m ³
Peso specifico del terreno saturo	γ_{sat}	=	21	kN/m ³
Angolo di attrito efficace	ϕ	=	30	°
Coesione efficace	c'	=	5	kPa
Coesione non drenata	c_u	=	80	kPa
Grado di sovraconsolidazione	OCR	=	1	
Coeff. di spinta a riposo	k_0	=	0.5	
Modulo elastico	E	=	20	MPa
Modulo elastico tangenziale	G	=	8	MPa

I coefficienti parziali sui materiali γ_M sono unitari, pertanto i parametri di progetto coincidono con i parametri caratteristici.

Il piano di campagna è alla quota di testa del palo e la falda è coincidente con il piano di campagna.

Sollecitazioni: Le sollecitazioni di progetto sono rappresentate dalle reazioni vincolari del nodo n.5 della struttura TVDM18CA. Tali effetti dei carichi rappresentano già i valori di progetto per il calcolo con l'approccio 2. Dal paragrafo relativo alla "Generazione delle combinazioni di carico" del test "Analisi dei carichi per un'analisi sismica statica lineare", per la struttura in oggetto, sono desumibili i coefficienti parziali sulle azioni γ_A .

File: [TestValidazione] – TVDM18CA

Calcolo teorico:

Per le verifiche agli SLU (analoghe per carichi statici e sismici) consideriamo i carichi risultanti dalla CC1 (SLV). Considerando una condizione sismica in ipotesi di comportamento dissipativo della struttura tutte le componenti delle reazioni vincolari sono incrementate del fattore $\gamma_{Rd} = 1.1$ (prescrizioni del §7.2.5 per edifici in classe di duttilità B). Risultano quindi le seguenti sollecitazioni di progetto:

$$N = 1.1 \cdot R_z = 1.1 \cdot 235.32 \text{ kN} = +258.85 \text{ kN}$$

Verifiche di capacità portante per carichi verticali in condizioni drenate

L'attrito laterale limite τ_s è calcolato, per la profondità z , in funzione della pressione verticale efficace $\sigma'_{v0}(z)$, secondo la relazione: $\tau_s(z) = \beta \cdot \sigma'_{v0}(z)$, in cui $\beta = k \cdot \tan(\delta)$, dove k rappresenta il coefficiente di spinta del terreno a lato del palo e $\tan(\delta)$ è il coefficiente di attrito palo terreno. Per pali in terreni coesivi normalmente consolidati può considerarsi, cautelativamente, $\beta = 0.25$. Se il terreno presenta un valore della coesione drenata c' diverso da zero allora al termine di attrito calcolato come sopra si può aggiungere l'adesione a' , risulta: $\tau_s(z) = \beta \cdot \sigma'_{v0}(z) + a'$. Cautelativamente si può considerare $a' = 0.5 \cdot c'$.

Essendo omogenea la stratigrafia di progetto la pressione verticale efficace è crescente in modo lineare con la profondità ed, alla testa ($z = 0$ m) ed al piede ($z = 10$ m) del palo vale:

$$\sigma'_{v0}(0) = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0}(L_p) = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot L_p = (21 - 10) \cdot 10 = 110 \text{ kPa}$$

L'attrito laterale limite risulta:

$$\tau_s(0) = \beta \cdot \sigma'_{v0}(0) + 0.5 \cdot c' = 0.25 \cdot 0 + 0.5 \cdot 5 = 2.5 \text{ kPa}$$

$$\tau_s(L_p) = \beta \cdot \sigma'_{v0}(L_p) + 0.5 \cdot c' = 0.25 \cdot 110 + 0.5 \cdot 5 = 30.0 \text{ kPa}$$

Dall'integrale dell'attrito sulla superficie del fusto risulta la resistenza laterale di progetto per compressione:

$$Q_{S_{lim}} = (\pi \cdot D_p) \cdot [\tau_s(0) + \tau_s(L_p)] \cdot L_p / 2 = (3.14 \cdot 0.5) \cdot [2.5 + 30.0] \cdot 10 / 2 = 255.25 \text{ kN}$$

La pressione limite alla base q_p è calcolata con il metodo proposto da Vesic (1975), in condizioni drenate risulta:

$$q_p = c' \cdot N_c + p'(L_p) \cdot N_q$$

In cui la pressione media efficace p' , alla base del palo, vale:

$$p'(L_p) = [(1 + 2 \cdot k_0) / 3] \cdot \sigma'_{v0}(L_p) = [(1 + 2 \cdot 0.5) / 3] \cdot 110 = 73.33 \text{ kPa}$$

I coefficienti N_q ed N_c sono valutati, delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno alla base del palo, in funzione dell'indice di rigidezza I_r e dell'indice di rigidezza ridotto I_{rr} , e dei seguenti parametri:

$$a = 3 / [3 - \sin(\varphi)] = 3 / [3 - \sin(30^\circ)] = 3 / [3 - \sin(0.5236)] = 1.20$$

$$b = \exp[(\pi/2 - \varphi) \cdot \tan(\varphi)] = \exp[(3.14/2 - 0.5236) \cdot \tan(0.5236)] = 1.83$$

$$c = (4/3) \cdot \sin(\varphi) / [1 + \sin(\varphi)] = (4/3) \cdot \sin(0.5236) / [1 + \sin(0.5236)] = 0.44$$

$$k_p = [1 + \sin(\varphi)] / [1 - \sin(\varphi)] = [1 + \sin(0.5236)] / [1 - \sin(0.5236)] = 3.00$$

$$I_r = G / [c' + \sigma'_{v0}(L_p) \cdot \tan(\varphi)] = 8000 / [5 + 110 \cdot \tan(0.5236)] = 116.77$$

$$\mu = (1/2) \cdot (E/G) - 1 = (1/2) \cdot (20/8) - 1 = 0.25$$

$$\varepsilon_v = \{(1 - 2 \cdot \mu) / [2 \cdot (1 - \mu)]\} \cdot [\sigma'_{v0}(L_p) / G] = \\ = \{(1 - 2 \cdot 0.25) / [2 \cdot (1 - 0.25)]\} \cdot [110 / 8000] = 0.0045833$$

$$I_{rr} = I_r / (1 + \varepsilon_v \cdot I_r) = 116.77 / (1 + 0.0045833 \cdot 116.77) = 76.06$$

I coefficienti N_q ed N_c risultano:

$$N_q = a \cdot b \cdot k_p \cdot I_{rr}^c = 1.20 \cdot 1.83 \cdot 3.00 \cdot 76.06^{0.44} = 45.18$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi) = (45.18 - 1) / \tan(0.5236) = 76.52$$

Da cui la pressione limite vale:

$$q_p = c' \cdot N_c + p'(L_p) \cdot N_q = 5.00 \cdot 76.52 + 73.33 \cdot 45.18 = 3695.65 \text{ kPa}$$

La resistenza di progetto alla base del palo vale:

$$Q_{P_{lim}} = (\pi \cdot D_p^2 / 4) \cdot q_p = (3.14 \cdot 0.5^2 / 4) \cdot 3695.65 = 725.64 \text{ kN}$$

Per pali trivellati, effettuando le verifiche secondo l'approccio 2, sia in condizioni sismiche che statiche, devono essere considerati i seguenti fattori di sicurezza parziali: per la resistenza laterale da compressione $\gamma_{R,s} = 1.15$; per la resistenza alla base $\gamma_{R,p} = 1.35$. Considerando un'unica verticale indagata il fattore di correlazione è $\xi = 1.70$. Pertanto la resistenza di progetto vale:

$$R_d = (Q_{S_{lim}} / \gamma_{R,s} + Q_{P_{lim}} / \gamma_{R,p}) / \xi = (255.25 / 1.15 + 725.64 / 1.35) / 1.70 = 446.75 \text{ kN}$$

Considerando lo sforzo normale come effetto delle azioni di progetto:

$$E_d = N = 258.85 \text{ kN}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d / E_d = 446.75 / 258.85 = 1.73$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
QS_{lim}	255.25 kN	255.25 kN
QP_{lim}	725.64 kN	725.69 kN
Sic.	1.73	1.73

Verifiche di capacità portante per carichi verticali in condizioni non drenate

L'attrito laterale limite τ_s è calcolato, in funzione della coesione non drenata c_u del terreno lungo il fusto del palo, secondo la relazione: $\tau_s(z) = \alpha(z) \cdot c_u(z)$, in cui $\alpha(z)$ è un parametro variabile con la coesione non drenata. Per pali trivellati è valido utilizzare il metodo di Skempton (1986), secondo il quale $\alpha(z) = \min\{0.45 ; 96/c_u(z) <kPa>\}$. Essendo omogenea la stratigrafia di progetto $c_u(z)$ ed $\alpha(z)$ sono costanti, quindi risulta:

$$\alpha(z) = \min\{0.45 ; 96/c_u(z) <kPa>\} = \min\{0.45 ; 96/80\} = 0.45$$

L'attrito laterale limite, costante al variare di z , risulta:

$$\tau_s(z) = \tau_s = \alpha(z) \cdot c_u(z) = 0.45 \cdot 80 = 36.00 \text{ kPa}$$

Dall'integrale dell'attrito sulla superficie del fusto risulta la resistenza laterale di progetto per compressione:

$$QS_{lim} = (\pi \cdot D_p) \cdot \tau_s \cdot L_p = (3.14 \cdot 0.5) \cdot 36.00 \cdot 10 = 565.48 \text{ kN}$$

La pressione limite alla base q_p è calcolata con il metodo proposto da Vesic (1975), in condizioni non drenate risulta:

$$q_p = c_u \cdot N_c + \sigma_{v0}(L_p)$$

In cui la pressione verticale totale σ_{v0} , alla base del palo, vale:

$$\sigma_{v0}(L_p) = \gamma_{sat} \cdot L_p = 21 \cdot 10 = 210 \text{ kPa}$$

Il coefficiente N_c è valutato, delle caratteristiche di deformabilità del terreno alla base del palo. Dato il modulo elastico non drenato $E_u = 3 \cdot G = 3 \cdot 8 = 24 \text{ MPa}$, in condizioni non drenate l'indice di rigidezza risulta:

$$I_r = (E_u/3)/c_u = (24000/3)/80 = 100.00$$

Considerando il parametro ε_v valutato in precedenza, l'indice di rigidezza ridotto risulta:

$$I_{rr} = I_r / (1 + \varepsilon_v \cdot I_r) = 100.00 / (1 + 0.0045833 \cdot 100.00) = 68.57$$

Il coefficiente N_c risulta:

$$N_c = (4/3) \cdot [\ln(I_{rr}) + 1] + \pi/2 + 1 = (4/3) \cdot [\ln(68.57) + 1] + 3.14/2 + 1 = 9.54$$

Da cui la pressione limite vale:

$$q_p = c_u \cdot N_c + \sigma_{v0}(L_p) = 80.00 \cdot 9.54 + 210 = 973.20 \text{ kPa}$$

La resistenza di progetto alla base del palo vale:

$$QP_{lim} = (\pi \cdot D_p^2/4) \cdot q_p = (3.14 \cdot 0.5^2/4) \cdot 973.20 = 191.08 \text{ kN}$$

Considerando gli stessi fattori di sicurezza parziali e fattore di correlazione della verifica in condizioni drenate, la resistenza di progetto vale:

$$R_d = (QS_{lim}/\gamma_{R,s} + QP_{lim}/\gamma_{R,p})/\xi = (565.48/1.15 + 191.08/1.35)/1.70 = 372.50 \text{ kN}$$

La sicurezza risulta:

$$sic. = R_d/E_d = 372.50/258.85 = 1.44$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
QS _{lim}	565.48 kN	565.48 kN
QP _{lim}	191.08 kN	191.11 kN
Sic.	1.44	1.44

Calcolo delle costanti elastiche per carichi verticali ed orizzontali e dei cedimenti

Il cedimento del terreno sollecitato dall'attrito laterale col palo viene valutato integrando le deformazioni indotte dalle sollecitazioni taglianti nel volume di terreno assiale al palo. La risposta elastica $k_s(z)$, in funzione della profondità z , è quindi pari al rapporto fra la tensione tangenziale sulla superficie di contatto fra palo e terreno ed il cedimento da essa indotto e risulta pari a:

$$k_s(z) = [G(z)/R_p]/\ln(r_{\max}/R_p)$$

In cui $R_p = D_p/2 = 0.5/2 = 0.25$ m è il raggio del palo, e r_{\max} è il raggio del cerchio che definisce il cilindro rappresentativo del volume di terreno che subisce deformazioni significative. Nel problema in oggetto si pone $\ln(r_{\max}/R_p) = 4$. Essendo omogenea la stratigrafia di progetto $G(z)$ è costante, quindi risulta, per z da 0 a L_p :

$$k_s = [G/R_p]/\ln(r_{\max}/R_p) = [8/0.25]/4 = 8.00 \text{ MPa/m} = 8000 \text{ kN/m}^3$$

Il cedimento del terreno sollecitato per compressione alla base del palo è assimilato a quello calcolato per una piastra rigida circolare su un semispazio elastico sottoposta ad una pressione uniforme. La risposta elastica k_p è quindi pari al rapporto fra la pressione alla base del palo e il cedimento da essa indotto e risulta pari a:

$$k_p = [(4/\pi)/(1-\mu)] \cdot (G/R_p) = \\ = [(4/3.14)/(1-0.25)] \cdot (8/0.25) = 54.35 \text{ MPa/m} = 54350 \text{ kN/m}^3$$

La risposta elastica per carichi orizzontali k_h è calcolata in funzione del modulo elastico del terreno E e di un coefficiente che rappresenta gli effetti tridimensionali di distribuzione delle tensioni a lato del palo $e_{t,h}$ (ipotesi: $e_{t,h}=2$). Essendo omogenea la stratigrafia di progetto risulta un valore costante di k_h pari a:

$$k_s = e_{t,h} \cdot [E/D_p] = 2 \cdot [20/0.5] = 80.00 \text{ MPa/m} = 80000 \text{ kN/m}^3$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
k_s	8000 kN/m ³	8000 kN/m ³
k_p	54350 kN/m ³	54325 kN/m ³
K_h	80000 kN/m ³	80000 kN/m ³

Il calcolo dei cedimenti viene effettuato valutando le rigidzze offerte per sollecitazioni da attrito laterale e da pressione alla base attraverso l'integrazione delle risposte elastiche precedentemente calcolate. L'integrale della risposta elastica per effetto dell'attrito laterale risulta pari a:

$$\int k_s = (\pi \cdot D_p) \cdot L_p \cdot k_s = (3.14 \cdot 0.5) \cdot 10 \cdot 8 = 125.66 \text{ MN/m}$$

L'integrale della risposta elastica per effetto della pressione alla base risulta pari a:

$$\int k_p = (\pi \cdot D_p^2/4) \cdot k_p = (3.14 \cdot 0.5^2/4) \cdot 54.35 = 10.67 \text{ MN/m}$$

La costante rappresentativa della risposta elastica del complesso palo terreno per carichi verticali k_z è stimata considerando la sola componente per attrito laterale ($\int k_s \gg \int k_p$), risulta quindi:

$$k_z = \int k_s = 125.66 \text{ MN/m}$$

Il cedimento calcolato risulta pertanto:

$$\text{Ced.} = E_d/k_z = 258.85/125.66 = 2.06 \text{ mm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Ced. (cond. drenate)	2.06 mm	2.84 mm
Ced. (cond. non drenate)	2.06 mm	2.04 mm

Note: ModeSt calcola i cedimenti considerando (oltre alla rigidità a compressione del palo, in questo caso comunque trascurabile) la plasticizzazione per attrito laterale e per pressione alla base, attraverso un'analisi alle differenze finite. In condizioni drenate, diversamente alle condizioni non drenate, l'attrito laterale raggiunge il limite plastico lungo una parte del fusto, generando quindi cedimenti maggiori.

Verifica di un'asta in acciaio

Caratteristiche dell'asta: la sezione dell'asta è rappresentata da un profilato HEA200 di acciaio tipo S235; l'asse è orizzontale e la sezione è disposta con l'asse forte rispetto alla verticale; la lunghezza è $L = 500$ cm e i vincoli sono cerniera - appoggio verticale (coeff. $\beta_y = \beta_z = 1$). Nella struttura di riferimento TVDM18A1 sono state modellate 4 aste con carichi differenti.

Carichi: in funzione delle verifiche da effettuare sono stati applicati i seguenti carichi:
asta 1 - carico assiale di trazione di 1000.0 kN;
asta 2 - carico assiale di compressione di 500.0 kN;
asta 3 - peso proprio q_p + carico verticale permanente strutturale di $q_n = 1.0$ kN/m + carico verticale variabile definito come "Variabili Categoria A" di $q_a = 5.0$ kN/m;
asta 4 - carichi asta 3 + carico assiale di compressione di 250 kN + momento flettente rispetto all'asse debole di 10.0 kNm + momento torcente di 1.0 kNm.

File: [TestValidazione] – TVDM18A1

Calcolo teorico:

L'acciaio tipo S235 ha i seguenti parametri di progetto:

$f_{yk} = 235$ N/mm² = 23.5 kN/cm² Tensione di snervamento;

$f_{tk} = 360$ N/mm² = 36.0 kN/cm² Tensione di rottura.

$E = 21000.0$ kN/cm² Modulo elastico.

$G = 8076.9$ kN/cm² Modulo elastico tangenziale.

$\rho = 78.5$ kN/m³ Densità.

La sezione del profilato HEA200 ha i seguenti parametri statici:

Area = 52.98 cm² Area della sezione;

$A_{net} = 42.39$ cm² Area netta per compressione ($A_{net} = 0.8 \cdot Area$);

$A_{eff} = 42.39$ cm² Area effettiva per trazione ($A_{eff} = 0.8 \cdot Area$);

$J_y = 3671.80$ cm⁴ Momento d'inerzia rispetto all'asse Y;

$J_z = 1335.33$ cm⁴ Momento d'inerzia rispetto all'asse Z;

$I_y = 8.32$ cm Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Y;

$I_z = 5.02$ cm Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Z;

$W_{ymin} = 386.51$ cm³ Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Y;

$W_{zmin} = 133.53$ cm³ Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Z;

$W_{y,plas} = 427.91$ cm³ Modulo di resistenza plastico intorno all'asse y;

$W_{z,plas} = 203.73$ cm³ Modulo di resistenza plastico intorno all'asse z;

$A_{tag,y} = 44.94$ cm² Area resistente a taglio in direz y;

$A_{tag,z} = 17.18$ cm² Area resistente a taglio in direz y;

$J_\omega = 108000.00$ cm⁶ Costante di ingobbamento;

$J_t = 17.90$ cm⁴ Momento d'inerzia torsionale;

$b_a = 20$ cm larghezza delle ali;

$t_a = 1$ cm spessore delle ali;

$b_s = 17$ cm larghezza dell'anima;

$t_s = 0.6$ cm spessore dell'anima.

Il peso proprio a metro lineare della sezione vale:

$$q_p = \rho \cdot Area = 78.5 \cdot (52.98/10000) = 0.4159 \text{ kN/m}$$

Verifica a trazione (4.2.5)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 1 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a trazione è pari a:

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\}$$

In cui:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 52.98 \cdot 23.5 / 1.05 = 1185.8 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0.9 \cdot 42.39 \cdot 36.0 / 1.25 = 1098.7 \text{ kN}$$

Quindi $N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 1098.7 \text{ kN}$, per $N_{Ed} = 1000.0 \text{ kN}$, risulta:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{t,Rd} = 1000.0/1098.7 = 0.91 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$N_{pl,Rd}$	1185.8 kN	1185.8 kN
$N_{u,Rd}$	1098.7 kN	1098.7 kN
T_{sf}	0.91	0.91

Verifica a compressione (4.2.9)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 2 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{c,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a compressione, per sezioni in classe 1, è pari a:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 52.98 \cdot 23.5 / 1.05 = 1185.8 \text{ kN}$$

Quindi per $N_{Ed} = 500.0 \text{ kN}$, risulta:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{c,Rd} = 500.0/1185.8 = 0.42 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$N_{c,Rd}$	1185.8 kN	1185.8 kN
T_{sf}	0.42	0.42

Verifica di stabilità (4.2.4.1.3.1)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 2 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza all'instabilità $N_{b,Rd}$ è calcolata, in relazione alle verifiche di stabilità nel piano più debole, nel caso in oggetto intorno all'asse Z locale dell'asta. Per sezioni in classe 1, con fattore di imperfezione $\alpha = 0.49$, risulta:

$$\lambda_z = \beta_z \cdot L / I_z = 1 \cdot 500 / 5.02 = 99.60$$

$$N_{cr,z} = E \cdot A \cdot (\pi / \lambda_z)^2 = 21000.0 \cdot 52.98 \cdot (3.14 / 99.60)^2 = 1107.0 \text{ kN}$$

$$\lambda_z^* = \text{radq}(A \cdot f_{yk} / N_{cr,z}) = \text{radq}(52.98 \cdot 23.5 / 1107.0) = 1.06$$

$$\Phi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_z^* - 0.2) + \lambda_z^{*2}] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (1.06 - 0.2) + 1.06^2] = 1.27$$

$$\chi_z = \min\{1; 1 / [\Phi_z + \text{radq}(\Phi_z^2 - \lambda_z^{*2})]\} = \min\{1; 1 / [1.27 + \text{radq}(1.27^2 - 1.06^2)]\} = 0.51$$

$$N_{b,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.51 \cdot 52.98 \cdot 23.5 / 1.05 = 604.7 \text{ kN}$$

Quindi per $N_{Ed} = 500.0$ kN, risulta:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{b,Rd} = 500.0/604.7 = 0.83 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$N_{b,Rd}$	604.7 kN	599.6 kN
T_{sf}	0.83	0.83

Verifica a flessione (4.2.12)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = M_{Ed}/M_{c,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione risulta:

$$M_{c,Rd} = W_{y,plas} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 427.91 \cdot 23.5 / 1.05 = 9577.0 \text{ kNcm}$$

Il momento flettente di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$M_{Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L^2 / 8 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5^2 / 8 = (9.54067) \cdot 5^2 / 8 = 29.815 \text{ kNm} = 2981.5 \text{ kNcm}$$

$$T_{sf} = M_{Ed}/M_{c,Rd} = 2981.5/9577.0 = 0.31 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
M_{Ed}	2981.5 kNcm	2981.5 kNcm
$M_{c,Rd}$	9577.0 kNcm	9577.0 kNcm
T_{sf}	0.31	0.31

Verifica a taglio (4.2.16)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = V_{Ed}/V_{c,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio della sezione risulta:

$$V_{c,Rd} = [A_{tag,z} / \text{radq}(3)] \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [17.18 / \text{radq}(3)] \cdot 23.5 / 1.05 = 222.0 \text{ kN}$$

Il taglio di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$V_{Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L / 2 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5 / 2 = (9.54067) \cdot 5 / 2 = 23.9 \text{ kN}$$

$$T_{sf} = V_{Ed}/V_{c,Rd} = 23.9/222.0 = 0.11 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{Ed}	23.9 kN	23.9 kN
$V_{c,Rd}$	222.0 kN	222.0 kN
T_{sf}	0.11	0.11

Calcolo frecce massime

Calcolo teorico:

Il calcolo viene effettuato sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC2 (SLE R), la freccia massima per carichi totali ed il rapporto della luce con la freccia valgono:

$$\begin{aligned}f_{z,tot} &= (5/384) \cdot (1.0 \cdot q_p + 1.0 \cdot p_n + 1.0 \cdot q_a) \cdot L^4 / (E \cdot J_y) = \\&= (5/384) \cdot (1.0 \cdot 0.4159 + 1.0 \cdot 1.0 + 1.0 \cdot 5.0) \cdot 5^4 / (21000.0 \cdot 10^4 \cdot 3671.80 \cdot 10^{-8}) = \\&= 6.77 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.677 \text{ cm} \\L/f_{z,tot} &= 500/0.677 = 738\end{aligned}$$

Mentre la freccia massima per soli carichi accidentali ed il rapporto della luce con la freccia valgono:

$$\begin{aligned}f_{z,acc.} &= (5/384) \cdot (1.0 \cdot q_a) \cdot L^4 / (E \cdot J_y) = \\&= (5/384) \cdot (1.0 \cdot 5.0) \cdot 5^4 / (21000.0 \cdot 10^4 \cdot 3671.80 \cdot 10^{-8}) = \\&= 5.28 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.528 \text{ cm} \\L/f_{z,acc} &= 500/0.528 = 948\end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$F_{z,tot}$	0.677 cm	0.68 cm
$L/F_{z,tot}$	738	740
$F_{z,acc}$	0.528 cm	0.53 cm
$L/F_{z,acc}$	948	950

Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = M_{Ed}/M_{b,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza all'instabilità $M_{b,Rd}$ è calcolata in funzione del momento critico elastico di instabilità torsionale M_{cr} (C4.2.30):

$$M_{cr} = \psi \cdot (\pi/L_{cr}) \cdot \text{radq}[(E \cdot J_z) \cdot (G \cdot J_t)] \cdot \text{radq}[1 + (\pi/L_{cr})^2 \cdot (E \cdot J_\omega)/(G \cdot J_t)]$$

In cui, per travi appoggiate agli estremi si pone: $\psi = 1.75$ e $L_{cr} = L = 500$ cm. $M_{cr,z}$ Risulta:

$$\begin{aligned}M_{cr} &= 1.75 \cdot (3.14/500) \cdot \text{radq}[(21000.0 \cdot 1335.33) \cdot (8076.9 \cdot 17.90)] \cdot \\&\cdot \text{radq}[1 + (3.14/500)^2 \cdot (21000.0 \cdot 108000)/(8076.9 \cdot 17.90)] = 28153.4 \text{ kNcm}.\end{aligned}$$

Considerando $\lambda_{LT,0} = 0.4$; $\beta_{LT} = 0.75$; $\alpha_{LT} = 0.34$; $k_c = 0.94$; $\beta = 0.75$, la resistenza all'instabilità $M_{b,Rd}$ è calcolata dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}\lambda_{LT} &= \text{radq}(W_{y,plasm} \cdot f_{yk}/M_{cr}) = \text{radq}(427.91 \cdot 23.5/28153.4) = 0.60 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.60 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.60^2] = 0.67 \\ f &= 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2.0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.94) \cdot [1 - 2.0 \cdot (0.60 - 0.8)^2] = 0.97 \\ \chi_{LT} &= \min\{1; (1/f)/\lambda_{LT}^2; (1/f)/[\Phi_{LT} + \text{radq}(\Phi_{LT}^2 - \beta_{LT} \cdot \lambda_{LT}^2)]\} \\ &= \min\{1; (1/0.97)/0.60^2; (1/0.97)/[0.67 + \text{radq}(0.67^2 - 0.75 \cdot 0.60^2)]\} = \\ &= \min\{1.00; 2.86; 0.94\} = 0.94 \\ M_{b,Rd} &= \chi_{LT} \cdot W_{y,plasm} \cdot f_{yk}/\gamma_{M1} = 0.94 \cdot 427.91 \cdot 23.5/1.05 = 9002.4 \text{ kNcm}\end{aligned}$$

Il momento flettente di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$\begin{aligned}M_{Ed} &= (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L^2/8 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5^2/8 = \\ &= (9.54067) \cdot 5^2/8 = 29.815 \text{ kNm} = 2981.5 \text{ kNcm}\end{aligned}$$

$$T_{sf} = M_{Ed}/M_{c,Rd} = 2981.5/9002.4 = 0.33 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
M_{Ed}	2981.5 kNcm	2981.5 kNcm
$M_{b,Rd}$	9002.4 kNcm	9043.1 kNcm
T_{sf}	0.33	0.33

Verifica a pressoflessione biassiale (4.2.38)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 4 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = \max\{T_{sfn.}; T_{sfy.}; T_{sfz.}; T_{sfd.}\} \leq 1$$

In cui, dalla verifica a compressione risulta:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 52.98 \cdot 23.5 / 1.05 = 1185.8 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 250.0 \text{ kN}$$

$$T_{sfn.} = N_{ed} / N_{c,Rd} = 250.0 / 1185.8 = 0.21$$

$$n = T_{sfn.} = 0.21$$

$$a = \min\{0.5; (Area - 2 \cdot b_a \cdot t_a) / Area\} = \min\{0.5; (52.98 - 2 \cdot 20 \cdot 1) / 52.98\} = 0.24$$

Dalla verifica a pressoflessione retta rispetto all'asse y risulta:

$$M_{cy,Rd} = W_{y,plas} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 427.91 \cdot 23.5 / 1.05 = 9577.0 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{cy,Rd} \cdot \min\{1; (1-n)/(1-0.5 \cdot a)\} = 9577.0 \cdot \min\{1; (1-0.21)/(1-0.5 \cdot 0.24)\} = 9577.0 \cdot 0.90 = 8619.3 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L^2 / 8 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5^2 / 8 = (0.954067) \cdot 5^2 / 8 = 29.815 \text{ kNm} = 2981.5 \text{ kNcm}$$

$$T_{sfy.} = M_{y,Ed} / M_{Ny,Rd} = 2981.5 / 8619.3 = 0.35$$

La verifica a pressoflessione retta rispetto all'asse z, per $n < a$, risulta:

$$M_{cz,Rd} = W_{z,plas} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 203.73 \cdot 23.5 / 1.05 = 4559.7 \text{ kNcm}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{cz,Rd} = 4559.7 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,Ed} = 1 \text{ tm} = 1000.0 \text{ kNcm}$$

$$T_{sfz.} = M_{z,ed} / M_{Nz,Rd} = 1000.0 / 4559.7 = 0.22$$

In fine, dalla verifica a pressoflessione biassiale risulta:

$$T_{sfd.} = (T_{sfy.})^2 + (T_{sfz.})^{5 \cdot n} = (0.35)^2 + (0.22)^{5 \cdot 0.21} = 0.32$$

La verifica risulta pertanto:

$$T_{sf} = \max\{T_{sfn.}; T_{sfy.}; T_{sfz.}; T_{sfd.}\} = \max\{0.21; 0.35; 0.22; 0.32\} = 0.35 \leq 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$T_{sfn.}$	0.21	0.21
$T_{sfy.}$	0.35	0.35
$T_{sfz.}$	0.22	0.22
$T_{sfd.}$	0.32	0.32
T_{sf}	0.35	0.35

Verifica a taglio e torsione dir. Z (4.2.24)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 4 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = V_{ed}/V_{c,Rd,red} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio della sezione, ridotta per effetto della torsione, risulta:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \cdot \text{radq}[1 - T_{t,Ed} \cdot \text{radq}(3) \cdot \gamma_{M0} / (1.25 \cdot f_{yk})]$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio della sezione vale:

$$V_{c,Rd} = [A_{tag,z} / \text{radq}(3)] \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [17.18 / \text{radq}(3)] \cdot 23.5 / 1.05 = 222.0 \text{ kN}$$

Essendo la sollecitazione agente pari a $M_{x,Ed} = 1.0 \text{ kNm} = 100.0 \text{ kNcm}$, la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione (che risulta essere sulle ali) vale quindi:

$$T_{t,Ed} = M_{x,Ed} \cdot t_a / J_t = 100.0 \cdot 1 / 17.90 = 5.6 \text{ kN/cm}^2$$

Risulta pertanto:

$$\begin{aligned} V_{c,Rd,red} &= V_{c,Rd} \cdot \text{radq}[1 - T_{t,Ed} \cdot \text{radq}(3) \cdot \gamma_{M0} / (1.25 \cdot f_{yk})] = \\ &= 222.0 \cdot \text{radq}[1 - 5.6 \cdot \text{radq}(3) \cdot 1.05 / (1.25 \cdot 23.5)] = 179.4 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

Il taglio di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L / 2 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5 / 2 = \\ &= (9.54067) \cdot 5 / 2 = 23.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$T_{sf} = V_{ed} / V_{c,Rd} = 23.9 / 179.4 = 0.13 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{Ed}	23.9 kN	23.9 kN
$V_{c,Rd,red}$	179.4 kN	179.6 kN
T_{sf}	0.13	0.13

Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 4 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo dei seguenti tassi di sfruttamento:

$$T_{sf_{yy}} = (N_{Ed} / N_{yb,Rd}) + k_{yy} \cdot (M_{y,Ed} / M_{yb,Rd}) + k_{yz} \cdot (M_{z,Ed} / M_{zb,Rd}) \leq 1$$

$$T_{sf_{zz}} = (N_{Ed} / N_{yb,Rd}) + k_{zy} \cdot (M_{y,Ed} / M_{yb,Rd}) + k_{zz} \cdot (M_{z,Ed} / M_{zb,Rd}) \leq 1$$

Dove la resistenza all'instabilità $N_{yb,Rd}$ è calcolata, in relazione alle verifiche di stabilità nel piano XY locale, cioè intorno all'asse Z locale dell'asta. Per sezioni in classe 1, con fattore di imperfezione $\alpha = 0.49$, risulta:

$$\lambda_z = \beta_z \cdot L / I_z = 1 \cdot 500 / 5.02 = 99.60$$

$$N_{cr,z} = E \cdot A \cdot (\pi / \lambda_z)^2 = 21000.0 \cdot 52.98 \cdot (3.14 / 99.60)^2 = 1107.0 \text{ kN}$$

$$\lambda_z^* = \text{radq}(A \cdot f_{yk} / N_{cr,z}) = \text{radq}(52.98 \cdot 23.5 / 1107.0) = 1.06$$

$$\Phi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_z^* - 0.2) + \lambda_z^{*2}] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (1.06 - 0.2) + 1.06^2] = 1.27$$

$$\chi_z = \min\{1; 1 / [\Phi_z + \text{radq}(\Phi_z^2 - \lambda_z^{*2})]\} = \min\{1; 1 / [1.27 + \text{radq}(1.27^2 - 1.06^2)]\} = 0.51$$

$$N_{yb,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.51 \cdot 52.98 \cdot 23.5 / 1.05 = 604.7 \text{ kN}$$

Quindi per $N_{Ed} = 250.0 \text{ kN}$, risulta:

$$N_{Ed} / N_{yb,Rd} = 250.0 / 604.7 = 0.42$$

Mentre la resistenza all'instabilità $N_{zb,Rd}$ è calcolata, in relazione alle verifiche di stabilità nel piano XZ locale, cioè intorno all'asse Y locale dell'asta. Per sezioni in classe 1, con fattore di imperfezione $\alpha = 0.34$, risulta:

$$\lambda_y = \beta_y \cdot L / I_y = 1 \cdot 500 / 8.32 = 60.09$$

$$N_{cr,y} = E \cdot A \cdot (\pi / \lambda_y)^2 = 21000.0 \cdot 52.98 \cdot (3.14 / 60.09)^2 = 3038.0 \text{ kN}$$

$$\lambda_y^* = \text{radq}(A \cdot f_{yk} / N_{cr,y}) = \text{radq}(52.98 \cdot 23.5 / 3038.0) = 0.64$$

$$\Phi_y = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_y^* - 0.2) + \lambda_y^{*2}] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.64 - 0.2) + 0.64^2] = 0.78$$

$$\chi_y = \min\{1; 1 / [\Phi_y + \text{radq}(\Phi_y^2 - \lambda_y^{*2})]\} = \min\{1; 1 / [0.78 + \text{radq}(0.78^2 - 0.64^2)]\} = 0.82$$

$$N_{zb,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.82 \cdot 52.98 \cdot 23.5 / 1.05 = 972.3 \text{ kN}$$

Quindi per $N_{Ed} = 250.0 \text{ kN}$, risulta:

$$N_{Ed} / N_{zb,Rd} = 250.0 / 972.3 = 0.26$$

Le resistenze all'instabilità $M_{yb,Rd}$ e $M_{zb,Rd}$ sono calcolate in funzione del momento critico elastico di instabilità torsionale M_{cr} (C4.2.30):

$$M_{cr} = \psi \cdot (\pi / L_{cr}) \cdot \text{radq}[(E \cdot J_z) \cdot (G \cdot J_t)] \cdot \text{radq}[1 + (\pi / L_{cr})^2 \cdot (E \cdot J_\omega) / (G \cdot J_t)]$$

In cui, per travi appoggiate agli estremi si pone: $\psi = 1.75$ e $L_{cr} = L = 500 \text{ cm}$. $M_{cr,z}$ Risulta:

$$M_{cr} = 1.75 \cdot (3.14 / 500) \cdot \text{radq}[(21000.0 \cdot 3671.80) \cdot (8076.9 \cdot 17.90)] \cdot \text{radq}[1 + (3.14 / 500)^2 \cdot (21000.0 \cdot 108000) / (8076.9 \cdot 17.90)] = 46684.8 \text{ kNcm}$$

Considerando $\lambda_{LT,0} = 0.4$; $\beta_{LT} = 0.75$; $\alpha_{LT} = 0.34$; $k_c = 0.94$, la resistenza all'instabilità $M_{yb,Rd}$ è calcolata dalle seguenti relazioni:

$$\lambda_{LT} = \text{radq}(W_{y,plasm} \cdot f_{yk} / M_{cr}) = \text{radq}(427.91 \cdot 23.5 / 46684.8) = 0.46$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.46 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.46^2] = 0.59$$

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2.0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.94) \cdot [1 - 2.0 \cdot (0.46 - 0.8)^2] = 0.98$$

$$\chi_{LT} = \min\{1; (1/f) / \lambda_{LT}^2; (1/f) / [\Phi_{LT} + \text{radq}(\Phi_{LT}^2 - \beta_{LT} \cdot \lambda_{LT}^2)]\} \\ = \min\{1; (1/0.98) / 0.46^2; (1/0.98) / [0.59 + \text{radq}(0.59^2 - 0.75 \cdot 0.46^2)]\} = \\ = \min\{1.00; 4.82; 1.00\} = 1.00$$

$$M_{yb,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{y,plasm} \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 1.00 \cdot 427.91 \cdot 23.5 / 1.05 = 9577.0 \text{ kNcm}$$

Il momento flettente di progetto risulta:

$$M_{yEd} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L^2 / 8 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5^2 / 8 = \\ = (0.954067) \cdot 5^2 / 8 = 29.815 \text{ kNm} = 2981.5 \text{ kNcm}$$

Quindi:

$$M_{yEd} / M_{yb,Rd} = 2981.5 / 9577.0 = 0.31$$

Analogamente, la resistenza all'instabilità $M_{zb,Rd}$ è calcolata dalle seguenti relazioni:

$$\lambda_{LT} = \text{radq}(W_{z,plasm} \cdot f_{yk} / M_{cr}) = \text{radq}(203.73 \cdot 23.5 / 46684.8) = 0.32$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.32 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.32^2] = 0.52$$

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2.0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.94) \cdot [1 - 2.0 \cdot (0.32 - 0.8)^2] = 0.98$$

$$\chi_{LT} = \min\{1; (1/f) / \lambda_{LT}^2; (1/f) / [\Phi_{LT} + \text{radq}(\Phi_{LT}^2 - \beta_{LT} \cdot \lambda_{LT}^2)]\} \\ = \min\{1; (1/0.98) / 0.32^2; (1/0.98) / [0.52 + \text{radq}(0.52^2 - 0.75 \cdot 0.32^2)]\} = \\ = \min\{1.00; 9.96; 1.06\} = 1.00$$

$$M_{zb,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{z,plasm} \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 1.00 \cdot 203.73 \cdot 23.5 / 1.05 = 4559.7 \text{ kNcm}$$

Quindi per $M_{zEd} = 1000.0 \text{ kNcm}$, risulta:

$$M_{zEd} / M_{zb,Rd} = 1000.0 / 4559.7 = 0.22$$

Per le sollecitazioni agenti i coefficienti correttivi del momento flettente per la verifica di stabilità a presso-flessione deviata valgono: $\alpha_{my} = 0.95$; $\alpha_{mz} = 0.95$. Per sezioni in classe 1 ed elementi con modesta deformabilità torsionale i coefficienti di interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione valgono:

$$K_{yy} = \alpha_{my} \cdot (1 + a_y \cdot b_y)$$

$$a_y = \min\{0.80 ; \lambda_y^* - 0.2\} = \min\{0.80 ; 0.64 - 0.2\} = 0.44$$

$$b_y = N_{Ed}/N_{zb,Rd} = 250.0/972.3 = 0.26$$

$$K_{yy} = \alpha_{my} \cdot (1 + a_y \cdot b_y) = 0.95 \cdot (1 + 0.44 \cdot 0.26) = 1.06$$

$$K_{zy} = 0.6 \cdot K_{yy} = 0.6 \cdot 1.06 = 0.63$$

$$K_{zz} = \alpha_{mz} \cdot (1 + a_z \cdot b_z)$$

$$a_z = \min\{1.40 ; 2 \cdot \lambda_z^* - 0.6\} = \min\{1.40 ; 2 \cdot 1.06 - 0.6\} = 1.40$$

$$b_z = N_{Ed}/N_{yb,Rd} = 250.0/604.7 = 0.42$$

$$K_{zz} = \alpha_{mz} \cdot (1 + a_z \cdot b_z) = 0.95 \cdot (1 + 1.4 \cdot 0.42) = 1.50$$

$$K_{yz} = 0.6 \cdot K_{zz} = 0.6 \cdot 1.06 = 0.90$$

I tassi di sfruttamento risultano:

$$Tsf_{yy} = (N_{Ed}/N_{zb,Rd}) + k_{yy} \cdot (M_{y,Ed}/M_{yb,Rd}) + k_{yz} \cdot (M_{z,Ed}/M_{zb,Rd}) =$$

$$= 0.26 + 1.06 \cdot 0.31 + 0.90 \cdot 0.22 = 0.26 + 0.33 + 0.20 = 0.79 \leq 1$$

$$Tsf_{zz} = (N_{Ed}/N_{yb,Rd}) + k_{zy} \cdot (M_{y,Ed}/M_{yb,Rd}) + k_{zz} \cdot (M_{z,Ed}/M_{zb,Rd}) =$$

$$= 0.42 + 0.63 \cdot 0.31 + 1.50 \cdot 0.22 = 0.42 + 0.20 + 0.33 = 0.95 \leq 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Tsf_{yy}	0.79	0.80
Tsf_{zz}	0.95	0.96

Verifica di un pannello in X-LAM

Caratteristiche geometriche, dei materiali e di vincolo: il pannello in oggetto è posizionato su di un piano verticale, ha una larghezza $L = 2.35$ m, altezza $H = 2.95$ m, numero strati $n = 5$ di spessore $s_i = 17; 17; 32; 17; 17$ mm di legno massiccio di tipo C24, con le seguenti grandezze caratteristiche:

Resistenza a flessione	$f_{m,k} =$	24.00 MPa;
Resistenza a trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,k} =$	14.00 MPa;
Resistenza a compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,k} =$	21.00 MPa;
Resistenza a taglio	$f_{v,k} =$	2.500 MPa;
Resistenza a taglio per torsione	$f_{t,k} =$	2.500 MPa;
Resistenza a taglio per rotolamento	$f_{r,k} =$	0.500 MPa;
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean} =$	11.00 GPa;
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean} =$	0.370 GPa;
Modulo elastico assiale parallelo alle fibre, frattile 5%	$E_{0,05} =$	7.400 GPa;
Modulo el. assiale perpendicolare alle fibre, frattile 5%;	$E_{90,05} =$	0.308 GPa;
Modulo el. tangenziale parallelo alle fibre, frattile 5%:	$G_{0,05} =$	0.575 GPa;
Modulo el. tangenziale perpendicolare alle fibre, frattile 5%:	$G_{90,05} =$	0.041 GPa.

Le resistenze di progetto sono date dalla relazione $X_d = X_k \cdot k_{mod} / \gamma_m$, in cui si considera come coefficiente di durata del carico $k_{mod} = 1.1$ e come coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_m = 1.5$.

Gli strati $i = 1; 3; 5$ hanno le fibre disposte in verticale, gli altri in orizzontale. Per azioni nel piano il pannello è vincolato alla base da 5 connettori a taglio di rigidità pari a 67.4 kN/mm e resistenza pari a 23.76 kN, e da connettori a trazione hold down di resistenza pari a 163.5 kN posizionati a $d_{hd} = 0.1$ m dalle estremità.

Per azioni ortogonali al piano il pannello è incernierato alla base ed alla testa, il coefficiente di libera inflessione ortogonale al piano è quindi $\beta_z = 1.0$.

Altre caratteristiche del pannello sono: coefficiente di imperfezione $\beta_c = 0.1$; coefficiente di correzione della rigidità a taglio $k_G = 0.2$; larghezza delle tavole per la verifica a torsione $l_t = 150$ mm.

File: [TestValidazione] – TVVPAL – 100.gdb

Azioni di progetto: sulla linea di testa del pannello è applicato un carico verticale distribuito di $q_v = 50$ kN/m ed un carico orizzontale distribuito di $q_h = 50$ kN/m agente nel piano; sulla superficie del pannello è applicata una pressione di $p_h = 10$ kPa normale al piano. Le verifiche sono eseguite sulle sezioni orizzontali sia alla base che alla mezzeria del pannello.

Le sollecitazioni di progetto (N sforzo normale, M_z T_y momento e taglio nel piano, M_y T_z momento e taglio ortogonale al piano) sono definite dall'analisi FEM del modello allegato e risultano, per la sezione alla base, pari a:

$M_y = 0.00$ kNm (valore teorico pari a 0);
 $M_z = 346.62$ kNm (valore teorico pari a $q_h LH$),
 $T_y = 117.50$ kN (valore teorico pari a $q_h L$),
 $T_z = 34.66$ kN (valore teorico pari a $LHp_h/2$);
mentre per la sezione alla mezzeria risultano pari a:
 $M_y = 25.56$ kNm (valore teorico pari a $p_h LH^2/8$),
 $M_z = 173.31$ kNm (valore teorico pari a $q_h LH/2$),
 $T_y = 117.50$ kN (valore teorico pari a $q_h L$),
 $T_z = 0.00$ kN (valore teorico pari a 0).

Le sollecitazioni di taglio e momento sono qui riportate sempre in valore assoluto.

È trascurato il peso proprio del pannello, quindi la sollecitazione normale alle sezioni di verifica è sempre pari a: $N = -117.50 \text{ kN}$ (valore teorico pari a $q_v L$), considerando le compressioni negative.

Calcolo teorico:

Calcolo dei parametri generali

Per ogni i-esimo strato si calcolano:

il modulo d'inerzia $J_i = 9.621e-7, 9.621e-7, 6.417e-6, 9.621e-7, 9.621e-7 \text{ m}^4$;

l'area $A_i = 3.995e-2, 3.995e-2, 7.520e-2, 3.995e-2, 3.995e-2 \text{ m}^2$;

la distanza $a_i = -4.150e-2, -2.450e-2, 0.00e+0, +2.450e-2, +4.150e-2 \text{ m}$, fra il baricentro dello strato dal baricentro della sezione totale del pannello.

Indicando con j gli strati con le fibre verticali e con k gli altri, si calcolano:

lo spessore totale $t = \sum[s_i] = 0.100 \text{ m}$;

lo spessore totale degli strati con fibre verticali $t_0 = \sum[s_j] = 0.066 \text{ m}$;

lo spessore totale strati con fibre orizzontali $t_{90} = \sum[s_k] = 0.034 \text{ m}$;

l'area efficace $A_{\text{eff}} = \sum[A_j] = Lt_0 = 0.1551 \text{ m}^2$;

il momento d'inerzia efficace $J_{\text{eff}} = \sum[J_j + a_j^2 A_j] = 1.4595e-4 \text{ m}^4$;

la rigidezza efficace a flessione K_{CLT}

$K_{\text{CLT}} = \sum[J_j E_{0,05j}] + \sum[A_j a_j^2 E_{0,05j}] + \sum[J_k E_{90,05k}] + \sum[A_k a_k^2 E_{90,05k}] = 1095.39 \text{ kNm}^2$;

la rigidezza efficace a taglio $S_{\text{CLT}} = k_G(\sum[A_j G_{0,05j}] + \sum[A_k G_{90,05k}]) = 18491.68 \text{ kN}$.

Verifiche a tenso-pressoflessione

Le verifiche hanno la forma indicata nell'EuroCodice5, senza considerare il coefficiente di disomogeneità del materiale ($k_m=1$). Quindi se N è di compressione la verifica è di stabilità a pressoflessione se eseguita nella progettazione dei pannelli:

$$\text{Sfr.} = (\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})/k_{c,y} + (\sigma_{m,y,0,d}/f_{m,d}) + (\sigma_{m,z,0,d}/f_{m,d}) \leq 1 \quad (1),$$

ed è di resistenza a pressoflessione se eseguita nella progettazione delle sezioni:

$$\text{Sfr.} = (\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,y,0,d}/f_{m,d}) + (\sigma_{m,z,0,d}/f_{m,d}) \leq 1 \quad (2),$$

mentre se N è di trazione la verifica è in ogni caso di resistenza a tensoflessione:

$$\text{Sfr.} = (\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d}) + (\sigma_{m,y,0,d}/f_{m,d}) + (\sigma_{m,z,0,d}/f_{m,d}) \leq 1 \quad (3).$$

Nel caso in oggetto risultano eseguite verifiche di stabilità a pressoflessione ed è necessario calcolare il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità ortogonale al piano $k_{c,y}$. Quindi si calcolano:

lo sforzo normale critico $N_c = \pi^2/((H\beta_z)^2/K_{\text{CLT}}+1/S_{\text{CLT}}) = 1233.89 \text{ kN}$;

la snellezza relativa ortogonale al piano $\lambda_{\text{rel},y} = \sqrt{(A_{\text{eff}} f_{c,0,k}/N_c)} = 1.625$;

il coefficiente di snellezza ortogonale al piano $k_y = 0.5(1+\beta_c(\lambda_{\text{rel},y}-0.3))+\lambda_{\text{rel},y}^2 = 1.886$.

Risulta: $k_{c,y} = \min[1, 1/(k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{\text{rel},y}^2)})] = 0.352$.

Si calcolano quindi le massime tensioni sulle fibre parallele all'asse verticale:

tensione da sforzo normale $\sigma_{c,0,d} = |N|/A_{\text{eff}}$ (la tensione da sforzo normale è indicata come $\sigma_{t,0,d}$ se N è di trazione) ;

tensione da flessione nel piano $\sigma_{m,y,0,d} = 6M_z/(t_0 L^2)$;

tensione da flessione ortogonale al piano $\sigma_{m,z,0,d} = M_{yt}/(2J_{\text{eff}})$.

Per la sezione alla base risulta:

$\sigma_{c,0,d} = 757.58 \text{ kPa}$; $\sigma_{m,y,0,d} = 5705.91 \text{ kPa}$; $\sigma_{m,z,0,d} = 0.00 \text{ kPa}$,

da cui applicando la verifica (1) si ottiene:

$$\text{Sic.} = 1/\text{Sfr.} = 2.15$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	757.58 kN/m ²	757.58 kN/m ²
$\sigma_{m,y,0,d} + \sigma_{m,z,0,d}$	5705.91 kN/m ²	5705.94 kN/m ²
Sic.	2.15	2.15

Per la sezione alla mezzeria risulta:

$$\sigma_{c,0,d} = 757.58 \text{ kPa} ; \sigma_{m,y,0,d} = 2852.96 \text{ kPa} ; \sigma_{m,z,0,d} = 8756.78 \text{ kPa} ,$$

da cui applicando la verifica (1) si ottiene:

$$\text{Sic.} = 1/\text{Sfr.} = 1.25$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	757.58 kN/m ²	757.58 kN/m ²
$\sigma_{m,y,0,d} + \sigma_{m,z,0,d}$	11609.74 kN/m ²	11610.70 kN/m ²
Sic.	1.25	1.25

Verifica a taglio in direzione ortogonale

Le tensioni di taglio nello spessore del pannello sono calcolate, rispetto al sistema di riferimento x definito fra 0 (superficie esterna) e t/2 (centro del pannello), secondo la seguente relazione: $\tau_{(x=0)} = 0$; $\partial\tau(x) = (T_z/K_{CLT})E_{(x)}(t/2-x)\partial x$, con $E_{(x)} = E_{0,05}$ per x relativo a strati con le fibre ortogonali alla sezione di verifica e con $E_{(x)} = E_{90,05}$ altrimenti.

Dallo stato di tensione si individua $\tau_{v,d}$ come il massimo valore della tensione di taglio negli strati con le fibre ortogonali alla sezione di verifica, e $\tau_{r,d}$ come il massimo valore della tensione di taglio negli strati con le fibre parallele alla sezione di verifica.

Le verifiche sono quindi per l'azione di taglio sugli strati con le fibre ortogonali alla sezione di verifica:

$$\text{Sfr.} = \tau_{v,d}/f_{v,d} \leq 1 \quad (4),$$

e per l'azione di rotolamento sugli strati con le fibre parallele alla sezione di verifica:

$$\text{Sfr.} = \tau_{r,d}/f_{rot,d} \leq 1 \quad (5).$$

La seguente immagine mostra le tensioni di taglio sul pannello in oggetto per un'azione $T_z = 34.66 \text{ kN}$ ottenute con $\partial x = 1e-4 \text{ m}$, confrontate con le tensioni su un materiale omogeneo, equivilanti a quelle calcolabili con la formulazione di Jourawsky.

Dall'analisi risultano quindi le seguenti tensioni di verifica:

$$\tau_{v,d} = 199.22 \text{ kPa}$$

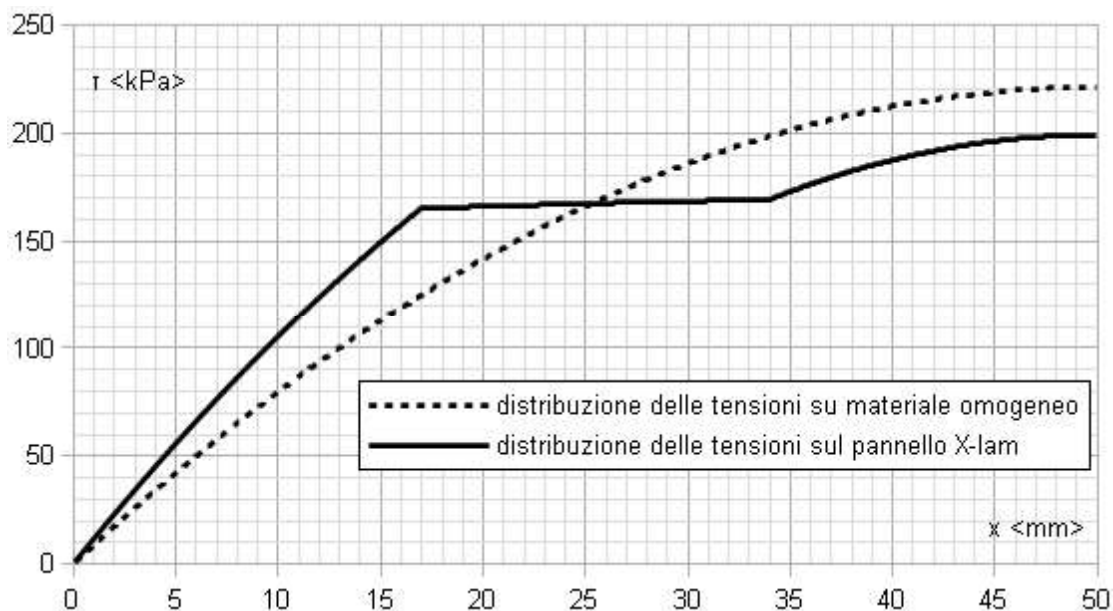
$$\tau_{r,d} = 169.25 \text{ kPa} ,$$

da cui si ottiene per la verifica (4):

$$\text{Sic.} = 1/\text{Sfr.} = 9.20$$

e per la verifica (5):

$$\text{Sic.} = 1/\text{Sfr.} = 2.17$$



Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\tau_{v,d}$	199.22 kN/m ²	197.95 kN/m ²
Sic.	9.20	9.26
$\tau_{r,d}$	169.25 kN/m ²	167.55 kN/m ²
Sic.	2.17	2.19

Nota: Le differenze sono dovute dall'applicazione semplificata da parte di ModeSt, in cui viene considerato $E_{90,05} = 0$ per il calcolo delle tensioni di taglio, ed ad una differente discretizzazione dello spessore.

Verifica a taglio/torsione in direzione longitudinale

Le verifiche sono eseguite considerando gli spessori equivalenti degli strati, funzione delle superfici di contatto, e riguardano la tensione tangenziale per taglio:

$$\text{Sfr.} = \tau_{v,d}/f_{v,d} \leq 1 \quad (6),$$

e per la tensione tangenziale per torsione:

$$\text{Sfr.} = \tau_{t,d}/f_{tor,d} \leq 1 \quad (7).$$

Per ogni i-esima delle n-1 superfici di contatto fra gli strati i e i+1 si calcola: $u_i = \min[s_i, s_{i+1}]$ per $1 < i < n-1$; $u_1 = \min[2s_1, s_2]$; $u_{n-1} = \min[s_{n-1}, 2s_n]$. Risultano: $u_i = 1.7e-2, 1.7e-2, 1.7e-2, 1.7e-2$ m. Quindi si calcolano:

lo spessore equivalente totale $t_e = \sum[u_i] = 6.8e-2$ m;

il massimo spessore equivalente degli strati $u_{max} = \max[u_i] = 1.7e-2$ m.

Data l'azione di verifica $T_y = 117.50$ kN si calcolano:

la tensione tangenziale nominale $\tau_{0,d} = (T_y/L)/t_e = 735.29$ kPa;

la tensione di verifica a taglio $\tau_{v,d} = 2\tau_{0,d} = 1470.59$ kPa;

la tensione di verifica a taglio per torsione $\tau_{t,d} = 3\tau_{0,d}u_{max}/l_t = 250.00$ kPa.

Quindi si ottiene, per la verifica (6):

$$\text{Sic.} = 1/\text{Sfr.} = 1.25$$

e per la verifica (7):

$$Sic. = 1/Sfr. = 7.33.$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\tau_{v,d}$	1470.59 kN/m ²	1470.59 kN/m ²
Sic.	1.25	1.25
$\tau_{t,d}$	250.00 kN/m ²	250.00 kN/m ²
Sic.	7.33	7.33

Verifica giunzioni a trazione (hold down)

Considerando, a favore di sicurezza, solo gli hold down come punti di vincolo per azioni verticali, la massima azione di progetto sulla giunzione a trazione è calcolabile dalle sollecitazioni della sezione di base e risulta pari a:

$$N_{ed} = N/2 + M_z/(L-2d_{hd}) = +102.47 \text{ kN (considerando sempre le compressioni positive).}$$

Gli hold down hanno resistenza pari a $N_{t,Rd} = 163.50 \text{ kN}$, quindi risulta:

$$Sic. = N_{t,Rd}/N_{ed} = 1.60.$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
N_{ed}	102.47 kN	102.47 kN
Sic.	1.60	1.60

Verifica giunzioni a taglio

La massima azione di progetto sulle giunzioni a taglio è data dal taglio nel piano alla base del pannello: $T_x = T_y = 117.50 \text{ kN}$, mentre la resistenza totale delle giunzioni a taglio vale $Res.T_x = 5 \cdot 23.76 = 118.80 \text{ kN}$, quindi risulta:

$$Sic. = Res.T_x/T_x = 1.01.$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Res.Tx	118.80 kN	118.80 kN
Sic.	1.01	1.01

Modulo elastico del pannello per la modellazione FEM

Il modulo elastico per l'analisi FEM è pari ad $E_{FEM} = (E_{0,m}t_0 + E_{90,m}t_{90})/t = 7.3858 \text{ GPa}$. Tale valore è indicato nel file di input del solutore FEM.

Analisi termica

Descrizione del problema: determinazione del transitorio termico all'interno di una sezione in calcestruzzo.

Il problema è governato dall'equazione di Fourier, che esprime il legame fra temperatura T , tempo t e diffusività termica α^2 attraverso la seguente relazione:

$$\delta T / \delta t = \alpha^2 \cdot d^2 T$$

L'analisi è eseguita risolvendo l'equazione per via numerica utilizzando il metodo alle differenze finite. L'applicazione del metodo prevede la discretizzazione sia dello spazio (x,y) in zone di dimensione costante Δx e Δy , che del tempo (t) in intervalli costanti Δt . Discretizzando rispetto al tempo la temperatura T è espressa dalla seguente relazione:

$$T_{(x,y,t+\Delta t)} = T_{(x,y,t)} + \Delta t \cdot \alpha^2_{(x,y,T)} \cdot d^2 T$$

Discretizzando rispetto allo spazio risulta:

$$d^2 T = (T_{(x+\Delta x,y,t)} - 2 \cdot T_{(x,y,t)} + T_{(x-\Delta x,y,t)}) / \Delta x^2 + (T_{(x,y+\Delta y,t)} - 2 \cdot T_{(x,y,t)} + T_{(x,y-\Delta y,t)}) / \Delta y^2$$

La diffusività termica è funzione delle seguenti caratteristiche del mezzo:

$$\alpha^2_{(x,y,T)} = \lambda_{(x,y,T)} / (c_{(x,y,T)} \cdot \rho_{(x,y,T)}) \quad \text{m}^2/\text{s}$$

In cui:

$\lambda_{(x,y,T)}$	conducibilità termica	W/(m·K)
$c_{(x,y,T)}$	calore specifico	J/(kg·K)
$\rho_{(x,y,T)}$	densità	kg/m ³

Analogamente, dal flusso di calore netto h_{net} trasmesso sulla superficie di contatto con il gas che genera calore, vengono definite le condizioni al contorno:

$$T_{(x,y,t+\Delta t)} = T_{(x,y,t)} + (2 \cdot \Delta t / (c_{(x,y,T)} \cdot \rho_{(x,y,T)} \cdot \Delta l)) \cdot ((T_{(x+\Delta x,y+\Delta y,t)} - T_{(x,y,t)}) \cdot \lambda_{(x,y,T)} / \Delta l + h_{\text{net}})$$

Per cui viene imposto $\Delta l = \Delta x = \Delta y$, ed in cui $(x+\Delta x,y+\Delta y,t)$ è la zona interna a quella sulla superficie (x,y,t) rispetto alla normale alla superficie stessa. Il flusso di calore netto h_{net} viene trasmesso per convezione $h_{\text{net,c}}$ ed irraggiamento $h_{\text{net,r}}$, ed è dato dalle seguenti relazioni:

$$h_{\text{net}} = h_{\text{net,c}} + h_{\text{net,r}}$$

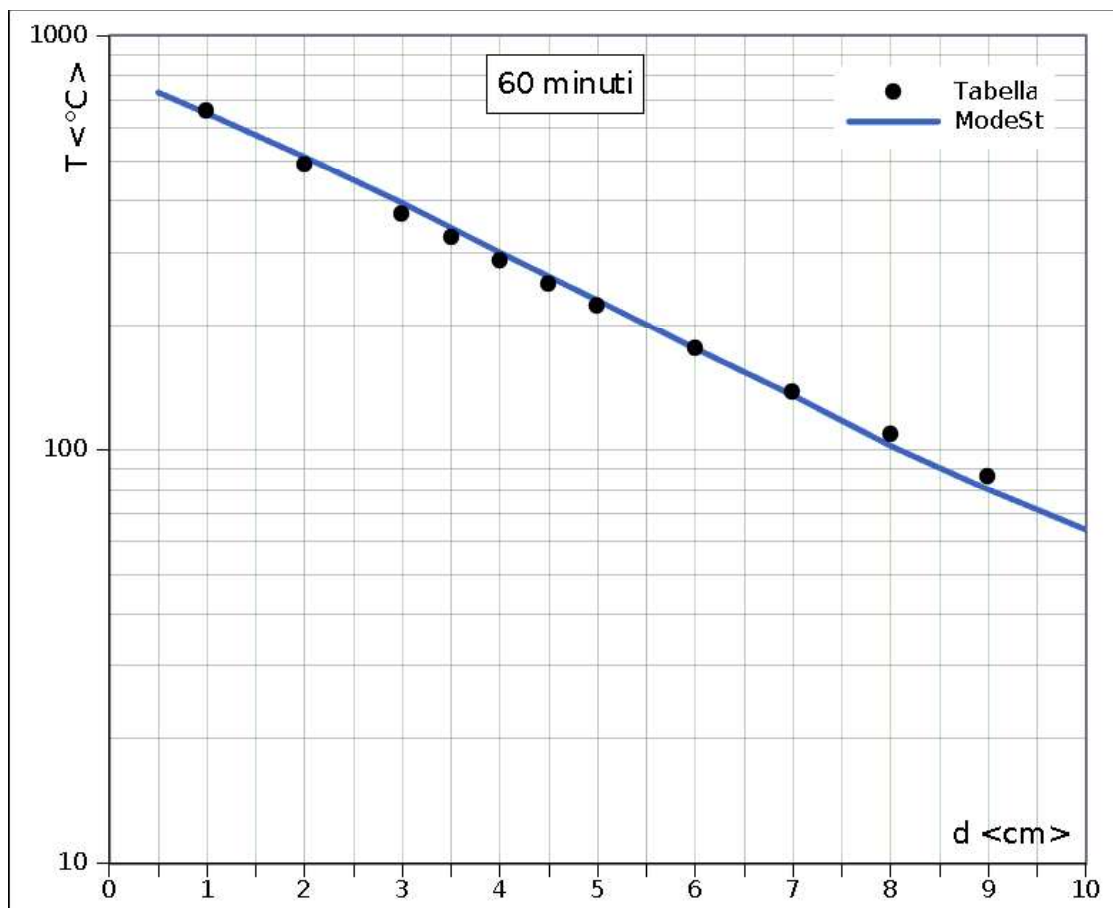
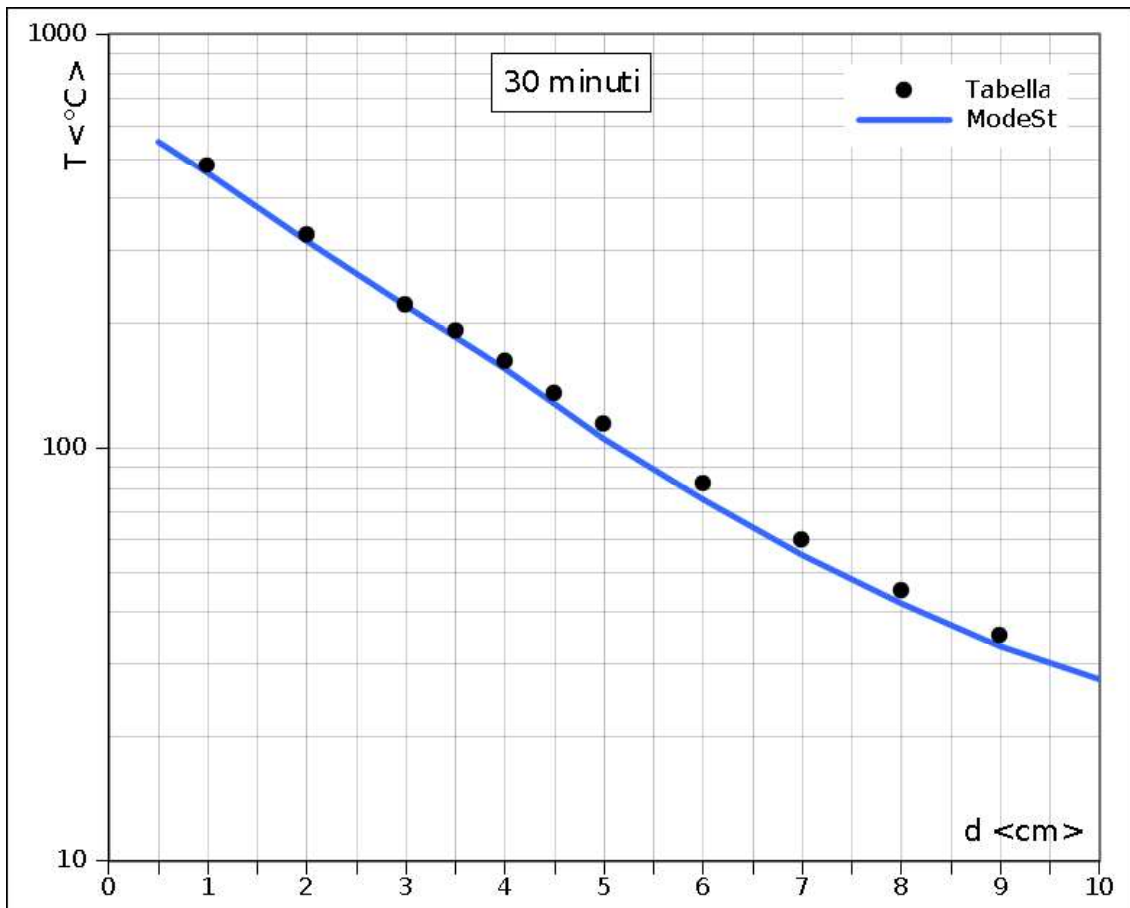
$$h_{\text{net,c}} = \alpha_{c(x,y)} \cdot (T_{g(x,y,t)} - T_{(x,y,t)})$$

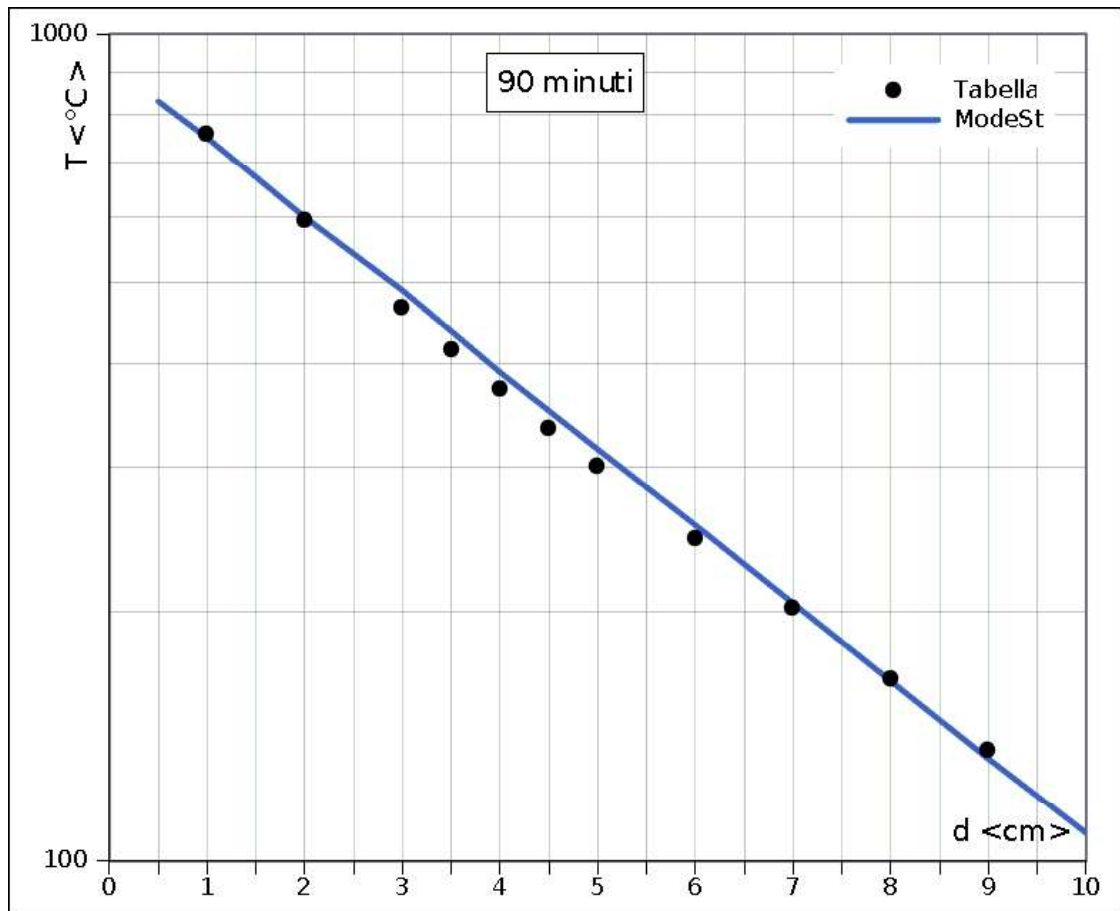
$$h_{\text{net,r}} = \psi_{(x,y)} \cdot \epsilon_{m(x,y)} \cdot \epsilon_{f(x,y)} \cdot \sigma_{(x,y)} \cdot ((T_{g(x,y,t)} + 273)^4 - (T_{(x,y,t)} + 273)^4)$$

In cui le caratteristiche della superficie hanno il seguente significato:

$\alpha_{c(x,y)}$	coefficiente di convezione	W/(m ² ·K)
$\psi_{(x,y)}$	fattore di configurazione	
$\epsilon_{m(x,y)}$	emissività superficiale	
$\epsilon_{f(x,y)}$	emissività del gas	
$\sigma_{(x,y)}$	cost. di Stephan Boltzmann	W/(m ² ·K ⁴)

Di seguito sono riportati i risultati dell'analisi del transitorio termico su una sezione di una soletta di spessore pari a 30 cm esposta ad una curva temperatura-tempo nominale standard. I dati relativi alla diffusività ed alle caratteristiche termiche sono desunti dalle indicazioni UNI 9502:2001 §6.3.1 ed i risultati sono confrontati con la tabella del prospetto 1.





Verifica a flessione di una sezione in c.a. per carico da incendio

Caratteristiche della sezione: la sezione ha base $B = 100$ cm, altezza $H = 30$ cm; il copriferro reale al bordo staffa è 3 cm; l'armatura all'intradosso è composta da 7 ϕ 20 ($A_f=22\text{cm}^2$), mentre all'estradosso non è presente; sono posizionate staffe ϕ 10, il copriferro di calcolo dal baricentro delle armature è quindi $c = 5$ cm, mentre l'altezza utile è $d = 25$ cm. La flessione agente comprime l'estradosso e lo sforzo normale è nullo. L'intradosso è esposto ad una curva temperatura-tempo nominale standard, definita dalle indicazioni UNI 9502:2001; l'estradosso è esposto ad una temperatura ambientale di 20 °C; le superfici laterali sono adiabatiche.

Caratteristiche dei materiali:

Calcestruzzo C28/35 ($f_{ck} = 29.05$ N/mm²), Acciaio B450C ($f_{yk} = 450$ N/mm²). La variazione delle resistenze e le caratteristiche tensodeformative in funzione della temperatura seguono le prescrizioni riportate nelle UNI EN 1992-1-2.

File: [TestValidazione] – TVVREF – SEZIONE.gdb

Calcolo teorico:

Verifiche di resistenza al fuoco - Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

L'analisi numerica eseguita dal programma è sviluppata applicando rigorosamente le prescrizioni delle UNI EN 1992-1-2, mentre per il calcolo analitico del momento resistente, utile alla validazione, viene considerata una semplificazione del modello matematico per le relazioni sforzi-deformazioni del calcestruzzo compresso descritto nel §3.2.2.1. La semplificazione è ottenuta linearizzando la relazione $\sigma_c - \epsilon_c$ negli intervalli $\epsilon_c \leq \epsilon_{c1,\theta}$ ed $\epsilon_{c1,\theta} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu,\theta}$, risulta: $\sigma_c = f_{c,\theta} \cdot \epsilon_c / \epsilon_{c1,\theta}$ per $\epsilon_c \leq \epsilon_{c1,\theta}$; $\sigma_c = f_{c,\theta} \cdot (\epsilon_{cu,\theta} - \epsilon_c) / (\epsilon_{cu,\theta} - \epsilon_{c1,\theta})$ per $\epsilon_{c1,\theta} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu,\theta}$; $\sigma_c = 0$ per $\epsilon_c > \epsilon_{cu,\theta}$. I valori di $f_{c,\theta}$, $\epsilon_{c1,\theta}$ e $\epsilon_{cu,\theta}$ sono calcolati dalla temperatura media nella zona compressa del calcestruzzo, da verificare a posteriori. La tensione sull'acciaio è considerata sempre pari ad $f_{sy,\theta}$ (§3.2.3), verificando a posteriori che $\epsilon_{sy,\theta} < \epsilon_s \leq \epsilon_{st,\theta}$.

Se il limite ultimo avviene per $\epsilon_c = \epsilon_{cu,\theta}$ allora la distanza dell'asse neutro rispetto all'estradosso è pari a: $x = (2 \cdot A_f \cdot f_{sy,\theta}) / (B \cdot f_{c,\theta})$, la deformazione dell'acciaio vale quindi: $\epsilon_s = \epsilon_{cu,\theta} \cdot (d - x) / x$, e dato $x_1 = x \cdot \epsilon_{c1,\theta} / \epsilon_{cu,\theta}$ risulta: $F_{c1} = B \cdot f_{c,\theta} \cdot (x - x_1) / 2$; $b_{c1} = H / 2 - (x - x_1) \cdot 2 / 3$; $F_{c2} = B \cdot f_{c,\theta} \cdot x_1 / 2$; $b_{c2} = H / 2 - x - x_1 \cdot 2 / 3$; $F_s = A_f \cdot f_{sy,\theta}$; $b_s = H / 2 - c$. Il momento ultimo per flessione vale quindi: $M_{Rd,U} = F_{c1} \cdot b_{c1} + F_{c2} \cdot b_{c2} + F_s \cdot b_s$.

Se il limite ultimo avviene per $\epsilon_s = \epsilon_{st,\theta}$ allora la distanza dell'asse neutro rispetto all'estradosso x può essere ottenuta dalle seguenti equazioni. Dato il valore di x allora la deformazione massima del calcestruzzo vale: $\epsilon_{cm} = \epsilon_{st,\theta} \cdot x / (d - x)$, ipotizzando a priori e verificando a posteriori che $\epsilon_{c1,\theta} < \epsilon_{cm} \leq \epsilon_{cu,\theta}$ si calcola $f_{cm} = f_{c,\theta} \cdot (\epsilon_{cu,\theta} - \epsilon_{cm}) / (\epsilon_{cu,\theta} - \epsilon_{c1,\theta})$, e dato $x_1 = x \cdot \epsilon_{c1,\theta} / \epsilon_{cu,\theta}$ risulta: $F_{c1a} = B \cdot f_{cm} \cdot (x - x_1)$; $b_{c1a} = H / 2 - (x - x_1) / 2$; $F_{c1b} = B \cdot (f_{c,\theta} - f_{cm}) \cdot (x - x_1) / 2$; $b_{c1b} = H / 2 - (x - x_1) \cdot 2 / 3$; $F_{c2} = B \cdot f_{c,\theta} \cdot x_1 / 2$; $b_{c2} = H / 2 - x - x_1 \cdot 2 / 3$; $F_s = A_f \cdot f_{sy,\theta}$; $b_s = H / 2 - c$. Il valore di x si ottiene imponendo: $F_{c1a} + F_{c1b} + F_{c2} - F_s = 0$. Il momento ultimo per flessione vale quindi: $M_{Rd,U} = F_{c1a} \cdot b_{c1a} + F_{c1b} \cdot b_{c1b} + F_{c2} \cdot b_{c2} + F_s \cdot b_s$.

Verifica REI 90

Dall'analisi termica risultano l'acciaio ad una temperatura di 334°C ed il calcestruzzo compresso ad una temperatura media di 20°C, da cui si ricavano: $f_{sy,\theta} = 450.00$ N/mm²; $f_{c,\theta} = 29.05$ N/mm²; $\epsilon_{c1,\theta} = 2.50$ ‰; $\epsilon_{cu,\theta} = 20.00$ ‰.

Imponendo all'estradosso $\epsilon_c = \epsilon_{cu,\theta}$ si ottiene:

$$x = 68.13 \text{ mm} ; x/d = 0.2725$$

$$\epsilon_s = 53.39 \text{ ‰}$$

Risulta $\varepsilon_{sy,\theta} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st,\theta}$, quindi il limite ultimo avviene per $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$, la tensione sull'acciaio è pari a $f_{sy,\theta}$ e si può calcolare:

$$\begin{aligned} F_{c1} &= 865.90 \text{ kN} & ; & & b_{c1} &= 110.26 \text{ mm} \\ F_{c2} &= 123.70 \text{ kN} & ; & & b_{c2} &= 76.19 \text{ mm} \\ F_s &= 989.60 \text{ kN} & ; & & b_s &= 100.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

Da cui si ottiene:

$$M_{Rd,U} = 203.86 \text{ kNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
x/d	0.2725	0.26190
ε_{cm}	20.00 ‰	20.00 ‰
ε_s	53.39 ‰	56.38 ‰
M_u	203.86 kNm	207.16 kNm

Nota: Le differenze sono dovute dall'applicazione rigorosa dei legami costitutivi da parte di ModeSt, invece del suddetto modello semplificato.

Verifica REI 180

Dall'analisi termica risultano l'acciaio ad una temperatura di 533°C ed il calcestruzzo compresso ad una temperatura media di 25°C, da cui si ricavano: $f_{sy,\theta} = 304.41 \text{ N/mm}^2$; $f_{c,\theta} = 29.05 \text{ N/mm}^2$; $\varepsilon_{c1,\theta} = 2.65 \text{ ‰}$; $\varepsilon_{cu,\theta} = 20.25 \text{ ‰}$.

Imponendo all'estradosso $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$ si ottiene:

$$\begin{aligned} x &= 46.09 \text{ mm} & ; & & x/d &= 0.1844 \\ \varepsilon_s &= 89.59 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Risulta $\varepsilon_{sy,\theta} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st,\theta}$, quindi il limite ultimo avviene per $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$, la tensione sull'acciaio è pari a $f_{sy,\theta}$ e si può calcolare:

$$\begin{aligned} F_{c1} &= 581.83 \text{ kN} & ; & & b_{c1} &= 123.30 \text{ mm} \\ F_{c2} &= 87.61 \text{ kN} & ; & & b_{c2} &= 99.89 \text{ mm} \\ F_s &= 669.44 \text{ kN} & ; & & b_s &= 100.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

Da cui si ottiene:

$$M_{Rd,U} = 147.43 \text{ kNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
x/d	0.1844	0.17723
ε_{cm}	20.25 ‰	20.17 ‰
ε_s	89.59 ‰	93.65 ‰
M_u	147.43 kNm	148.61 kNm

Nota: Le differenze sono dovute dall'applicazione rigorosa dei legami costitutivi da parte di ModeSt, invece del suddetto modello semplificato.

Verifica REI 270

Dall'analisi termica risultano l'acciaio ad una temperatura di 654°C ed il calcestruzzo compresso ad una temperatura media di 42°C, da cui si ricavano: $f_{sy,\theta} = 152.67\text{N/mm}^2$; $f_{c,\theta} = 29.05\text{N/mm}^2$; $\varepsilon_{c1,\theta} = 2.91\text{‰}$; $\varepsilon_{cu,\theta} = 20.69\text{‰}$.

Imponendo all'estradosso $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$ si ottiene:

$$x = 23.11 \text{ mm} ; x/d = 0.0925$$
$$\varepsilon_s = 203.06 \text{ ‰}$$

Risulta $\varepsilon_s > \varepsilon_{st,\theta}$, quindi il limite ultimo avviene per $\varepsilon_s = \varepsilon_{st,\theta} = 150.00 \text{ ‰}$, la tensione sull'acciaio è sempre pari a $f_{sy,\theta}$ e risulta:

$$x = 15.05 \text{ mm} ; x/d = 0.0602$$
$$\varepsilon_{cm} = 9.61 \text{ ‰}$$

Risulta $\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{cu,\theta}$, quindi si può calcolare:

$$F_{c1a} = 234.15 \text{ kN} ; b_{c1a} = 143.53 \text{ mm}$$
$$F_{c1b} = 70.80 \text{ kN} ; b_{c1b} = 141.38 \text{ mm}$$
$$F_{c2} = 30.78 \text{ kN} ; b_{c2} = 133.53 \text{ mm}$$
$$F_s = 335.73 \text{ kN} ; b_s = 100.00 \text{ mm}$$

Da cui si ottiene:

$$M_{Rd,U} = 81.30 \text{ kNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
x/d	0.0602	0.05888
ε_{cm}	9.61 ‰	9.38 ‰
ε_s	150.00 ‰	150.00 ‰
M_u	81.30 kNm	81.42 kNm

Nota: Le differenze sono dovute dall'applicazione rigorosa dei legami costitutivi da parte di ModeSt, invece del suddetto modello semplificato.

Verifica REI 360

Dall'analisi termica risultano l'acciaio ad una temperatura di 739°C ed il calcestruzzo compresso ad una temperatura media di 60°C, da cui si ricavano: $f_{sy,\theta} = 82.07\text{N/mm}^2$; $f_{c,\theta} = 29.05\text{N/mm}^2$; $\varepsilon_{c1,\theta} = 3.25\text{‰}$; $\varepsilon_{cu,\theta} = 21.25\text{‰}$.

Imponendo all'estradosso $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$ si ottiene:

$$x = 12.43 \text{ mm} ; x/d = 0.0497$$
$$\varepsilon_s = 406.03 \text{ ‰}$$

Risulta $\varepsilon_s > \varepsilon_{st,\theta}$, quindi il limite ultimo avviene per $\varepsilon_s = \varepsilon_{st,\theta} = 150.00 \text{ ‰}$, la tensione sull'acciaio è sempre pari a $f_{sy,\theta}$ e risulta:

$$x = 6.91 \text{ mm} ; x/d = 0.0276$$
$$\varepsilon_{cm} = 4.26 \text{ ‰}$$

Risulta $\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{cu,\theta}$, quindi si può calcolare:

$$F_{c1a} = 160.37 \text{ kN} ; b_{c1a} = 147.07 \text{ mm}$$
$$F_{c1b} = 4.77 \text{ kN} ; b_{c1b} = 146.10 \text{ mm}$$
$$F_{c2} = 15.34 \text{ kN} ; b_{c2} = 142.39 \text{ mm}$$
$$F_s = 180.48 \text{ kN} ; b_s = 100.00 \text{ mm}$$

Da cui si ottiene:

$$M_{Rd,U} = 44.52 \text{ kNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
x/d	0.0267	0.03377
ε_{cm}	4.26 ‰	5.24 ‰
ε_s	150.00 ‰	150.00 ‰
M_u	44.52 kNm	44.51 kNm

Nota: Le differenze sono dovute dall'applicazione rigorosa dei legami costitutivi da parte di ModeSt, invece del suddetto modello semplificato.

Verifica di un pilastro in legno con carico da incendio

Caratteristiche geometriche e del materiale: il pilastro in oggetto ha dimensioni della sezione $B = 200$ mm ed $H = 250$ mm; è di legno massiccio con resistenza a compressione parallela alle fibre $f_{c,0,k} = 21$ MPa e massa volumica caratteristica > 290 kg/m³ (Conifere o Faggio).

Azioni di progetto: il pilastro è soggetto ad i seguenti carichi di compressione centrati: permanente strutturale $G_1 = 24$ kN ($\gamma_{G1} = 1.3$); permanente non strutturale $G_2 = 48$ kN ($\gamma_{G2} = 1.5$); variabile $Q_{k1} = 64$ kN definito come "Variabili Categoria A Ambienti ad uso residenziale" ($\gamma_{Q1} = 1.5$, $\psi_{01} = 0.7$, $\psi_{21} = 0.3$) di durata "lunga"; variabile $Q_{k2} = 8$ kN definito come "Variabili Neve a quota ≤ 1000 m s.l.m." ($\gamma_{Q2} = 1.5$, $\psi_{02} = 0.5$, $\psi_{22} = 0.0$) di durata "breve". È trascurato il peso proprio del pilastro. Q_{k1} è considerata azione variabile dominante e Q_{k2} indipendente. Per l'intera altezza del pilastro, su tutti i lati della sezione, è applicato un carico da incendio normalizzato da verificarsi per REI 90.

Sono considerate due combinazioni di carico, una di tipo SLU, stato limite ultimo senza carico da incendio (2.5.1) §2.5.3, da cui risulta:

$$N_{SLU} = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} = 205.2 \text{ kN};$$

e una di tipo SLI, stato limite ultimo con carico da incendio (2.5.6) §2.5.3, da cui risulta:

$$N_{SLI} = G_1 + G_2 + \psi_{01}Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} = 91.2 \text{ kN},$$

a cui si somma il carico da incendio, valutato in riferimento alle UNI EN 1995-1-2.

File: [TestValidazione] – TVVREFLEG –

Calcolo teorico:

Per la verifica all'SLU le resistenze di progetto sono date dalla relazione $X_d = X_k k_{mod} / \gamma_m$, in cui il coefficiente di durata del carico è $k_{mod} = 0.9$ (carico breve su legno massiccio) ed il coefficiente parziale di sicurezza è $\gamma_m = 1.5$ (legno massiccio). Per la verifica all'SLI le resistenze di progetto sono date dalla relazione $X_d = X_k k_{mod,fi} k_{fi} / \gamma_{m,fi}$, in cui il coefficiente di durata del carico è $k_{mod,fi} = 1.0$ (carico istantaneo), il coefficiente parziale di sicurezza è $\gamma_{m,fi} = 1.0$ (combinazioni eccezionali) ed il fattore di conversione dal frattile 5% al frattile 20% vale $k_{fi} = 1.25$ (legno massiccio).

Verifiche di resistenza a compressione parallela alla fibratura (4.4.8.1.3)

Le verifiche sono soddisfatte se risulta: $Sfr. = \sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} \leq 1$, dove $\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura e $f_{c,0,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la verifica all'SLU risulta:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{SLU} / (BH) = 205.2 / (0.20 \cdot 0.25) = 4104 \text{ kPa},$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} k_{mod} / \gamma_m = 21000 \cdot 0.9 / 1.5 = 12600 \text{ kPa},$$

$$Sfr. = \sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} = 4104 / 12600 = 0.33$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	4104 kN/m ²	4104 kN/m ²
$f_{c,0,d}$	12600 kN/m ²	12600 kN/m ²
Sfr.	0.33	0.33

La verifica all'SLI viene eseguita, in riferimento alle UNI EN 1995-1-2, con il metodo della sezione trasversale ridotta. Tale metodo si basa sulla stima della parte di sezione carbonizzata, da decurtare per ottenere la sezione ridotta efficace da verificare per i carichi di progetto. La parte di sezione carbonizzata è definita dalla distanza d_{ef} fra le superfici

esposte della sezione integra e le superfici della sezione ridotta efficace. In generale si considera:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

dove $d_{char,n}$ è la profondità di carbonizzazione convenzionale di progetto, mentre $k_0 d_0$ (con $d_0 = 7$ mm costante) rappresenta un ulteriore strato a resistenza nulla.

Nel caso di protezione assente risulta: $d_{char,n} = \beta_n t$ e $k_0 = \min[t/20, 1]$, dove t è il tempo in minuti e β_n , in mm/minuti, è la velocità di carbonizzazione convenzionale di progetto, funzione del tipo di legno, stimata includendo gli effetti degli spigoli arrotondati e delle fessure.

Per il materiale utilizzato si pone $\beta_n = 0.8$ mm/min, da cui risulta, per $t = 90$ min:

$$\begin{aligned} d_{char,n} &= \beta_n t = 0.8 \cdot 90 = 72 \text{ mm}, \\ k_0 &= \min[t/20, 1] = \min[90/20, 1] = 1, \\ d_{ef} &= d_{char,n} + k_0 d_0 = 72 + 1 \cdot 7 = 79 \text{ mm}. \end{aligned}$$

La sezione efficace ha pertanto dimensioni:

$$\begin{aligned} B_{ef} &= B - 2d_{ef} = 200 - 2 \cdot 79 = 42 \text{ mm}, \\ H_{ef} &= H - 2d_{ef} = 250 - 2 \cdot 79 = 92 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Per la verifica all'SLI della sezione non protetta risulta quindi:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,0,d} &= N_{SLI} / (B_{ef} H_{ef}) = 91.2 / (0.042 \cdot 0.092) = 23602.5 \text{ kPa}, \\ f_{c,0,d} &= f_{c,0,k} k_{mod,fi} k_{fi} / \gamma_{m,fi} = 21000 \cdot 1.0 \cdot 1.25 / 1.0 = 26250.0 \text{ kPa} \\ Sfr. &= \sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} = 23602.5 / 26250.0 = 0.90 \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	23602.5 kN/m ²	23602.5 kN/m ²
$f_{c,0,d}$	26250.0 kN/m ²	26250.0 kN/m ²
Sfr.	0.90	0.90

Nel caso di protezione al fuoco, per calcolare d_{ef} , bisogna definire le seguenti grandezze proprie della protezione:

t_{ch} tempo di inizio carbonizzazione elementi protetti;

t_f tempo di rottura della protezione ($t_f \geq t_{ch}$);

k_2 moltiplicatore di β_n per $t_{ch} \geq t > t_f$ ($k_2 \leq 1$);

k_3 moltiplicatore di β_n per $t_f \geq t > t_a$ ($k_3 \geq 1$),

con t_a tempo di fine funzionamento della protezione, calcolabile dalle seguenti relazioni:

$$t_a = t_f + (25 / \beta_n - k_2 (t_f - t_{ch})) / k_3 \text{ se } \beta_n t_a > 25 \text{ mm, altrimenti } t_a = (k_3 t_f - k_2 (t_f - t_{ch})) / (k_3 - 1).$$

Da tali grandezze si calcola quindi:

$$\begin{aligned} d_{char,n} &= 0 && \text{se } t \leq t_{ch}; \\ d_{char,n} &= k_2 \beta_n (t - t_{ch}) && \text{se } t_{ch} < t \leq t_f; \\ d_{char,n} &= k_2 \beta_n (t_f - t_{ch}) + k_3 \beta_n (t - t_f) && \text{se } t_f < t \leq t_a; \\ d_{char,n} &= k_2 \beta_n (t_f - t_{ch}) + k_3 \beta_n (t_a - t_f) + \beta_n (t - t_a) && \text{se } t > t_a. \end{aligned}$$

Si calcola inoltre:

$$k_0 = \min[t / \max[t_{ch}, 20], 1],$$

ma, per superfici di legno affacciate su una cavità vuota, se il rivestimento protettivo consiste di uno o due strati di cartongesso di tipo A, di legno o di pannelli a base di legno allora si calcola:

$$\begin{aligned} k_0 &= 0.3t / t_f && \text{se } t \leq t_f; \\ k_0 &= 0.3 + 0.7(t - t_f) / 15 && \text{se } t_f < t \leq t_f + 15; \\ k_0 &= 1 && \text{se } t > t_f + 15. \end{aligned}$$

Ipotizzando quest'ultima situazione, posizionando una protezione di uno strato di cartongesso di tipo A di spessore 15 mm, si stima $t_{ch} = 28$ min; $t_f = 28$ min; $k_2=1$ (influyente per $t_f = t_{ch}$); $k_3=2$. Risulta:

$$t_a = t_f + (25/\beta_n - k_2(t_f - t_{ch}))/k_3 = 28 + (25/0.8 - 1*(28-28))/2 = 43.625 \text{ min},$$

$$\beta_n t_a = 0.8 * 43.625 = 34.9 \text{ mm} > 25 \text{ mm},$$

$$t = 90 \text{ min} > t_a = 43.625 \text{ min},$$

$$d_{char,n} = k_2 \beta_n (t_f - t_{ch}) + k_3 \beta_n (t_a - t_f) + \beta_n (t - t_a) =$$

$$= 1 * 0.8 * (28 - 28) + 2 * 0.8 * (43.625 - 28) + 0.8 * (90 - 43.625) = 62.1 \text{ mm}$$

$$t = 90 \text{ min} > t_f + 15 = 28 + 15 = 43 \text{ min},$$

$$k_0 = 1,$$

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 = 62.1 + 1 * 7 = 69.1 \text{ mm}.$$

La sezione efficace ha pertanto dimensioni:

$$B_{ef} = B - 2d_{ef} = 200 - 2 * 69.1 = 61.8 \text{ mm},$$

$$H_{ef} = H - 2d_{ef} = 250 - 2 * 69.1 = 111.8 \text{ mm}.$$

Per la verifica all'SLI della sezione non protetta risulta quindi:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{SLI} / (B_{ef} H_{ef}) = 91.2 / (0.0618 * 0.1118) = 13199.7 \text{ kPa},$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} k_{mod,fi} k_{fi} / \gamma_{m,fi} = 21000 * 1.0 * 1.25 / 1.0 = 26250.0 \text{ kPa}$$

$$Sfr. = \sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} = 13199.7 / 26250.0 = 0.50$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	13199.7 kN/m ²	13199.7 kN/m ²
$f_{c,0,d}$	26250.0 kN/m ²	26250.0 kN/m ²
Sfr.	0.50	0.50

**VALIDAZIONE DEL SOFTWARE DI CALCOLO PER
VERIFICA DI STABILITA' PENDIO "STAPfull14"**

Aztec Informatica®

STAP

Stabilità Pendii Terreni e Rocce

ESEMPI DI VALIDAZIONE

Copyright © 1999...2014 Aztec Informatica s.r.l.

Tutti i diritti riservati.

Qualsiasi documento tecnico che venga reso disponibile da Aztec Informatica è stato realizzato da Aztec Informatica che ne possiede il Copyright ed è proprietà di Aztec Informatica. La documentazione potrebbe contenere imprecisioni tecniche o di altro tipo, oppure errori tipografici. Aztec Informatica si riserva il diritto di apportare modifiche senza preavviso.

Introduzione

Il presente documento raccoglie un insieme di test effettuati per verificare l'affidabilità e l'applicabilità del software prodotto dalla Aztec Informatica.

I test effettuati hanno evidenziato la corrispondenza tra i risultati ottenuti utilizzando il software Aztec e la soluzione teorica riportata nei testi di riferimento.

Ogni esempio svolto riporta la fonte di riferimento e i dati necessari per riproporre il calcolo eseguito.

Esempi di validazione

Di seguito vengono riportati degli esempi numerici svolti manualmente ed i risultati verranno confrontati con i valori ottenuti dal programma, ipotizzando gli stessi schemi di calcolo.

- Esempio 1: Il modello di pendio stratificato senza falda è preso da V.R. Greco, esempio n. 3 ed originariamente pubblicato da Arai e Tagyo (1985) e ripreso da altri autori successivamente quali Sridevi e Deep (1991), Kim et al. (2002), Malkawi et al. (2001).
- Esempio 2: Il modello di pendio omogeneo senza falda è preso da V.R. Greco, esempio n. 1 ed originariamente pubblicato da Yamagami and Ueta (1988).
- Esempio 3: Il modello di pendio stratificato senza falda è preso da V.R. Greco, esempio n. 4 ed originariamente pubblicato da Yamagami and Ueta (1988).
- Esempio 4: Il modello di pendio stratificato con falda è preso da V.R. Greco, esempio n. 5 ed originariamente pubblicato da Chen e Shao (1988).
- Esempio 5: Il modello di pendio stratificato con falda è preso da Geotechnical earthquake engineering, esempio 10.2 pag. 435.
- Esempio 6: Il modello di pendio con falda è preso da T.W. Lambe, R.V. Whitman fig.24.16 pag. 392.
- Esempio 7: Il modello di pendio senza falda è preso da N.R. Morgenstern e V.E. Price fig.5. pag. 88.
- Esempio 8: Il modello di pendio stratificato senza falda è stato analizzato da James M. Bell.
- Esempio 9: Il modello di pendio stratificato con falda è stato analizzato da D.Y. Zhu et al. (example 1) riportato originariamente da Fredlund and Krahn (1977).
- Esempio 10: Il modello di pendio stratificato con falda è stato analizzato da D.Y. Zhu et al. (example 2) riportato originariamente da Fredlund and Krahn (1977).

Esempio n° 1

Riferimento: Venanzio R. Greco (1996) – JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, Vol. 122, No. 7, July, 1996 (pag. 517).

Il modello di pendio stratificato senza falda è preso da V. R. Greco, esempio n. 3 ed originariamente pubblicato da Arai e Tagyo (1985) e ripreso da altri autori successivamente quali Sridevi e Deep (1991), Kim et al. (2002), Malkawi et al. (2001).

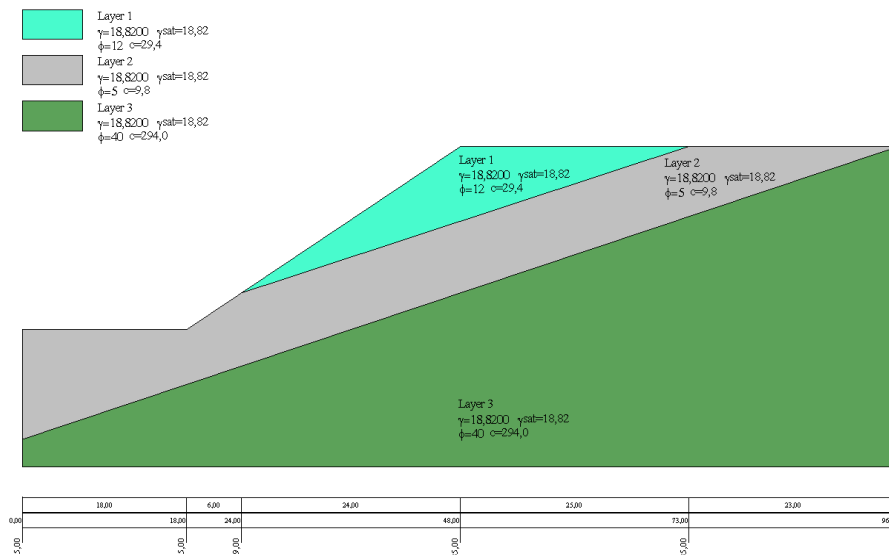
Descrizione terreni

	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [deg.]
Layer 1	18.82	29.40	12.0
Layer 2	18.82	9.80	5.0
Layer 3	18.82	294.00	40.0

Profili e stratificazione terreni

Piano campagna		Stato 2		Strato 3	
X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
0.0	15.0	24.0	19.0	0.0	3.0
18.0	15.0	73.0	35.0	96.0	35.0
24.0	19.0				
48.0	35.0				
73.0	35.0				
96.0	35.0				

Profili e stratificazione terreni

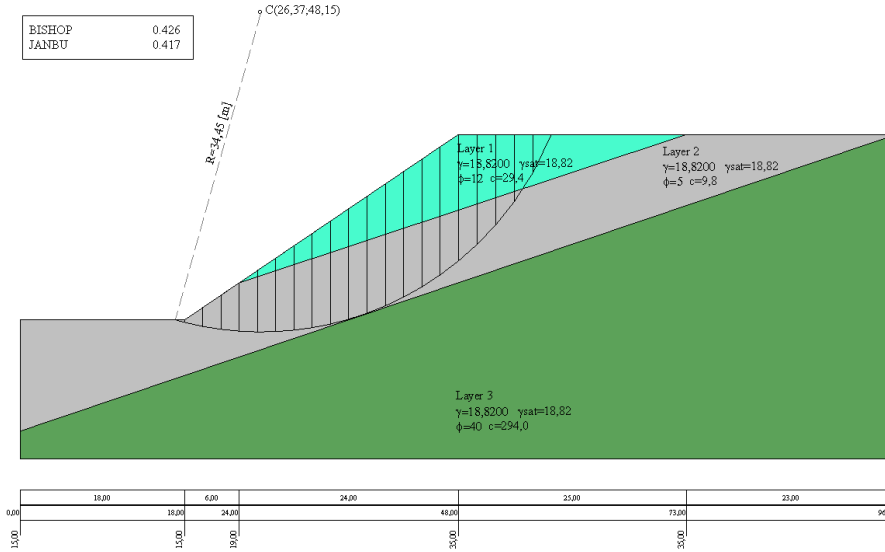


Risultati ottenuti usando una superficie circolare.

Posizione del centro e raggio della superficie circolare (x=26.37 m, y=48.15 m, R=34.45 m)

	Bishop simplified	Jambu simplified
Arai and Tagyo (1985)	Fs=0.417	-
Kim et al. (2002)	Fs=0.430	-
Software STAP	Fs=0.426	Fs=0.417

Superficie di rottura circolare

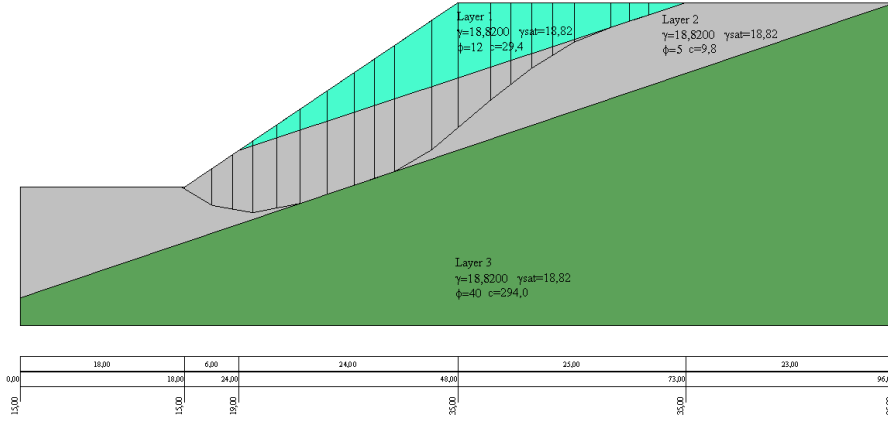


Risultati ottenuti usando superfici generiche.

	Spencer	Jambu simplified	Jambu corrected
V. R. Greco (1996) - monte carlo searching	Fs=0.39	-	-
Kim et al. (2002) – random search	Fs=0.44	-	-
Kim et al. (2002) – pattern search	Fs=0.39	-	-
Arai and Tagyo (1985)	-	Fs=0.405	Fs=0.430
Software STAP		Fs=0.392	Fs=0.421

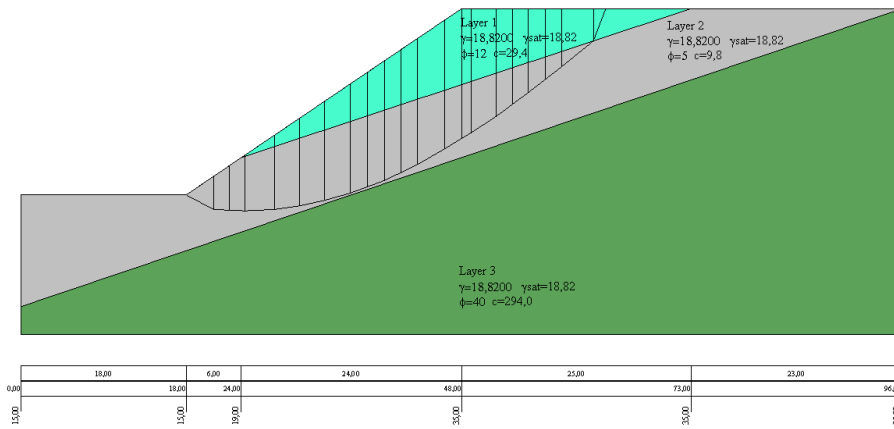
Superficie di rottura circolare

JANBU 0.392



Superficie di rottura circolare

JANBU COMPLETO 0.421



Esempio n° 2

Riferimento: Venanzio R. Greco (1996) – JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, Vol 122, No. 7, July, 1996 (pag. 517).

Il modello di pendio omogeneo senza falda è preso da V. R. Greco, esempio n. 1 ed originariamente pubblicato da Yamagami and Ueta (1988).

Descrizione terreni

	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [deg.]
Layer 1	17.64	9.80	10.0

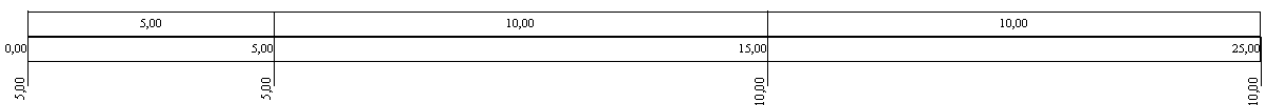
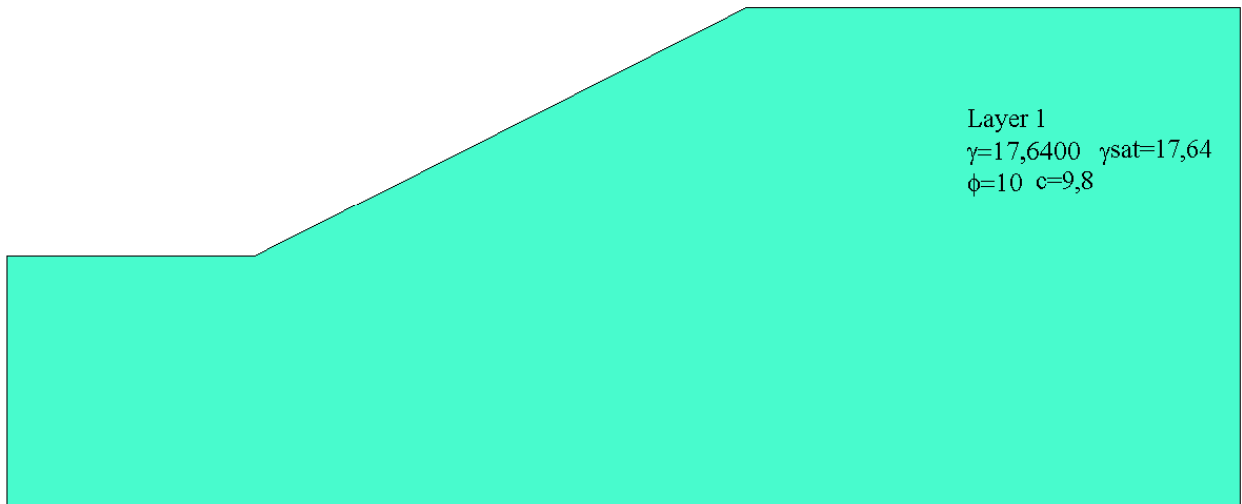
Profili e stratificazione terreni

Piano campagna	
X [m]	Y [m]
0.0	5.0
5.0	5.0
15.0	10.0
25.0	10.0

Profilo e stratificazione terreno



Layer 1
 $\gamma=17,6400$ $\gamma_{sat}=17,64$
 $\phi=10$ $c=9,8$

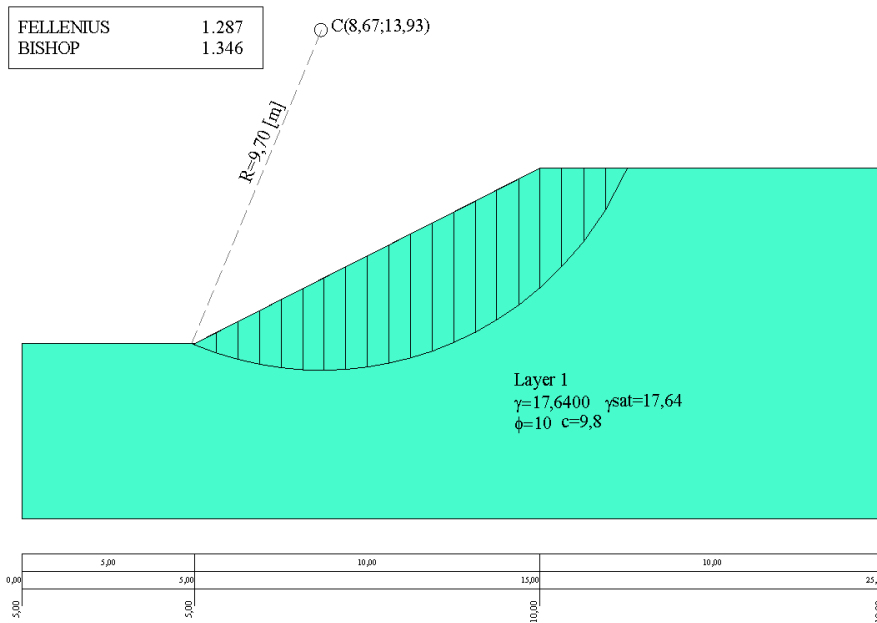


Risultati ottenuti usando una superficie circolare

Posizione del centro e raggio della superficie circolare (x=8.672 m, y=13.934 m, R=9.685 m).

	Bishop simplified	Fellenius
Yamagami and Ueta (1988)	Fs=1.348	Fs=1.282
Software STAP	Fs=1.346	Fs=1.287

Superficie di rottura circolare

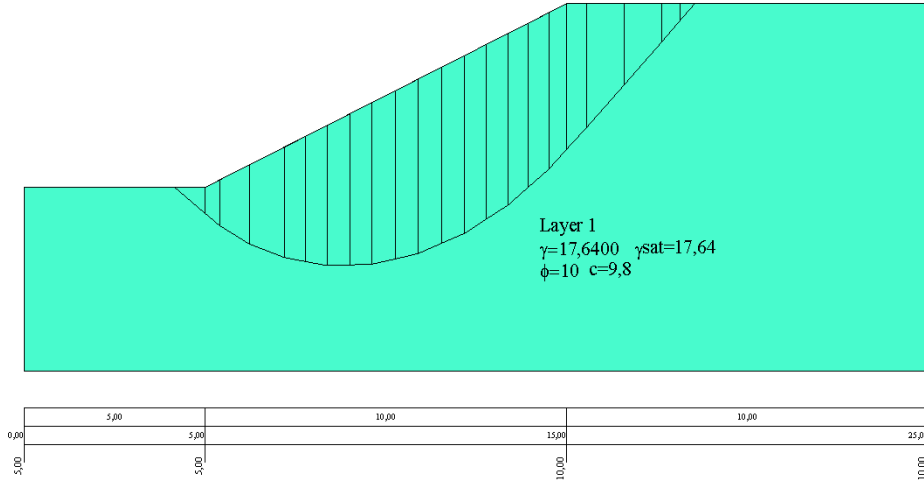


Risultati ottenuti usando superfici generiche.

	Fs (Spencer)	Fs (Jambu simplified)
V. R. Greco (1996) - monte carlo searching	1.327 – 1.333	1.185
Yamagami and Ueta (1988) - simplex	1.339 – 1.348	
Software STAP	1.327	1.179

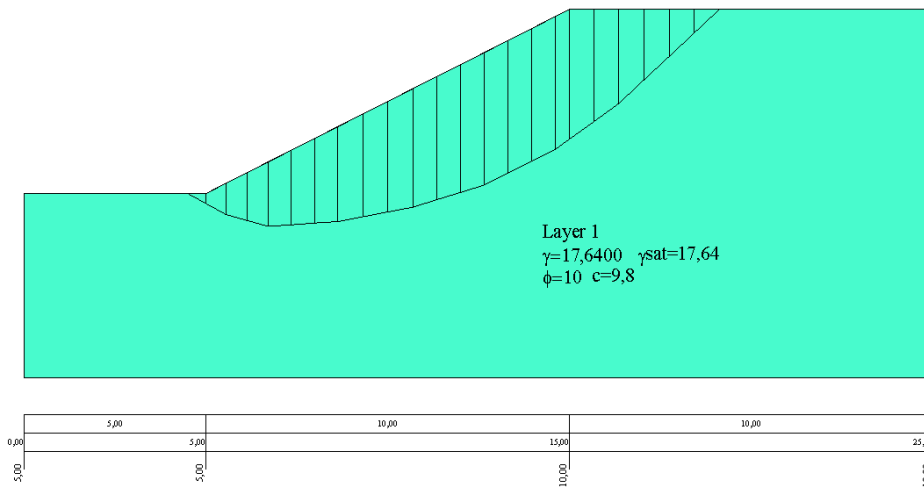
Superficie di rottura generica

JANBU 1.179



Superficie di rottura generica

SPENCER 1.327



Esempio 3

Riferimento: Venanzio R. Greco (1996) – JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, Vol 122, No. 7, July, 1996 (pag. 517).

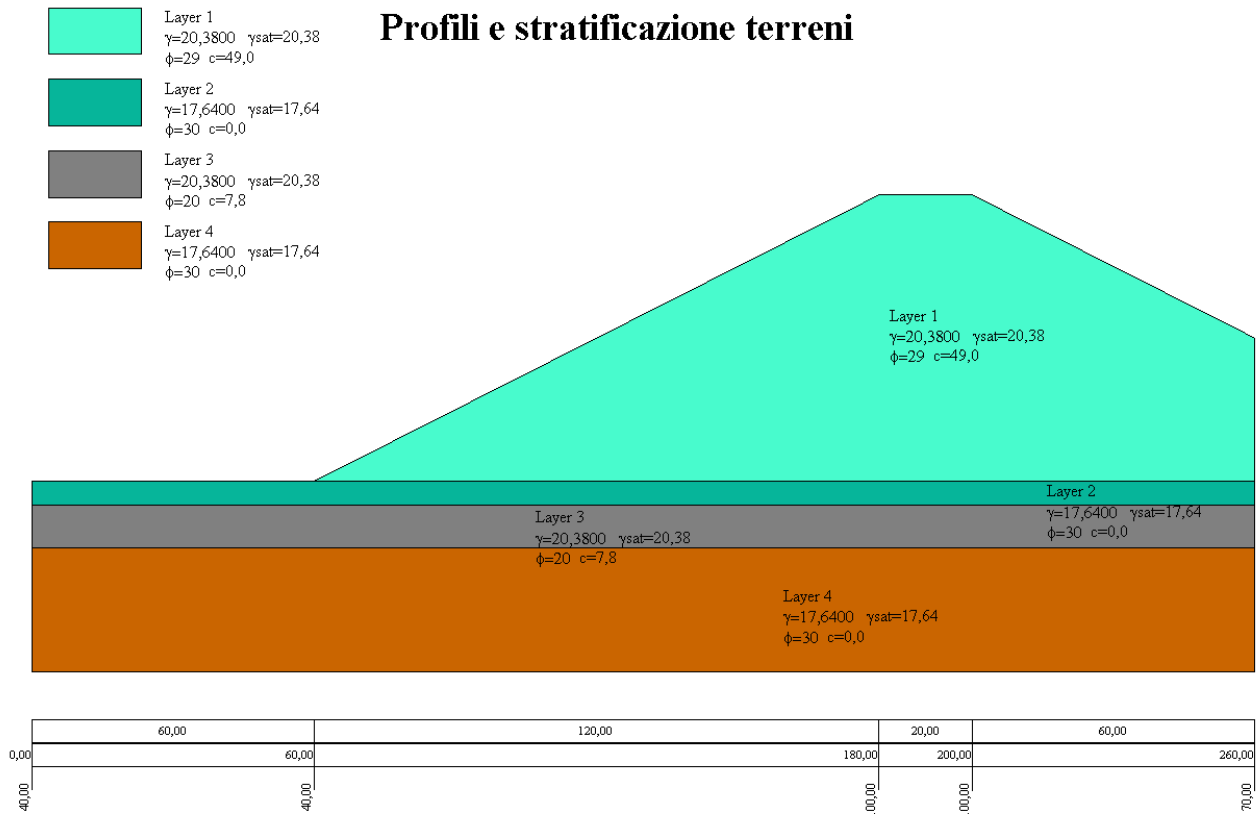
Il modello di pendio stratificato senza falda è preso da V. R. Greco, esempio n. 4 ed originariamente pubblicato da Yamagami and Ueta (1988).

Descrizione terreni

	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [deg.]
Layer 1	20.38	49.00	29.0
Layer 2	17.64	0.00	30.0
Layer 3	20.38	7.84	20.0
Layer 4	17.64	0.00	30.0

Profili e stratificazione terreni

Piano campagna		Stato 2		Strato 3		Strato 4	
X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
0.0	40.0	60.0	40.0	0.0	35.0	0.0	26.0
60.0	40.0	260.0	40.0	260.0	35.0	260.0	26.0
180.0	100.0						
200.0	100.0						
260.0	70.0						

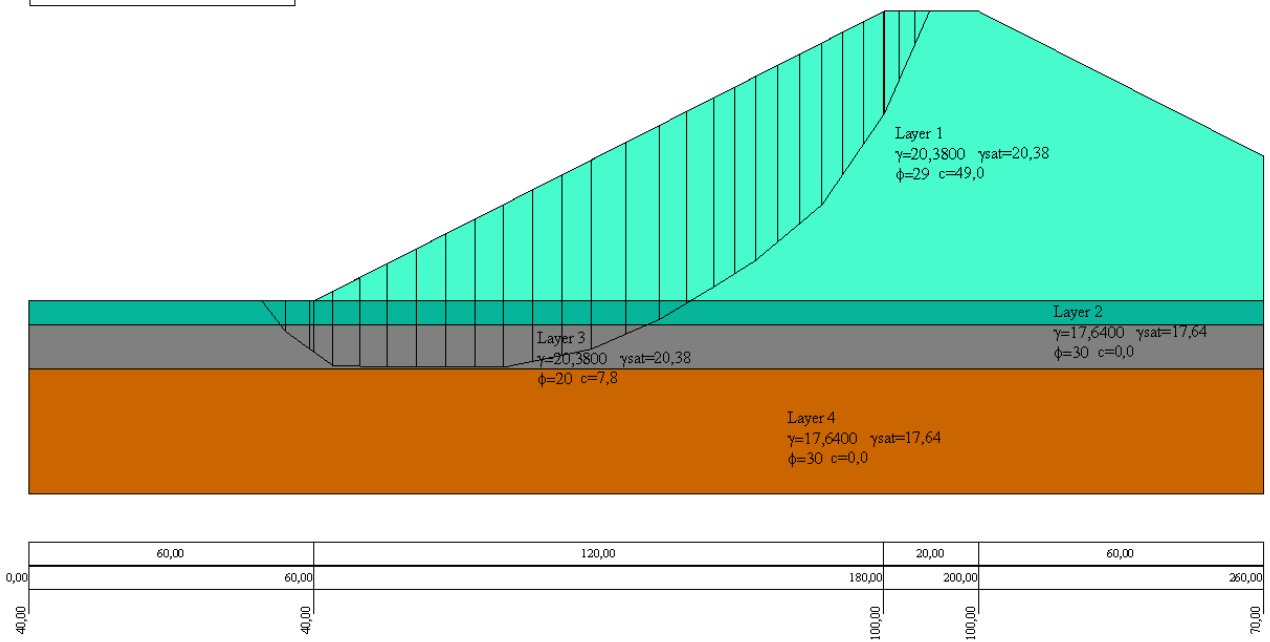


Risultati ottenuti usando ricerca random con metodo di Monte-Carlo.

Metodo Spencer	Range di fattori di sicurezza al variare delle superfici		
	Superfici a 4 vertici	Superfici a 7 vertici	Superfici a 13 vertici
V. R. Greco	1.437 - 1.657	1.407 - 1.431	1.400 - 1.413
Software STAP	1.353 (superficie 30 vertici)		

Superfici di rottura generica

SPENCER 1.353



Esempio 4

Riferimento: Venanzio R. Greco (1996) – JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, Vol 122, No. 7, July, 1996 (pag. 517).

Il modello di pendio stratificato con falda è preso da V. R. Greco, esempio n. 5 ed originariamente pubblicato da Chen e Shao (1988).

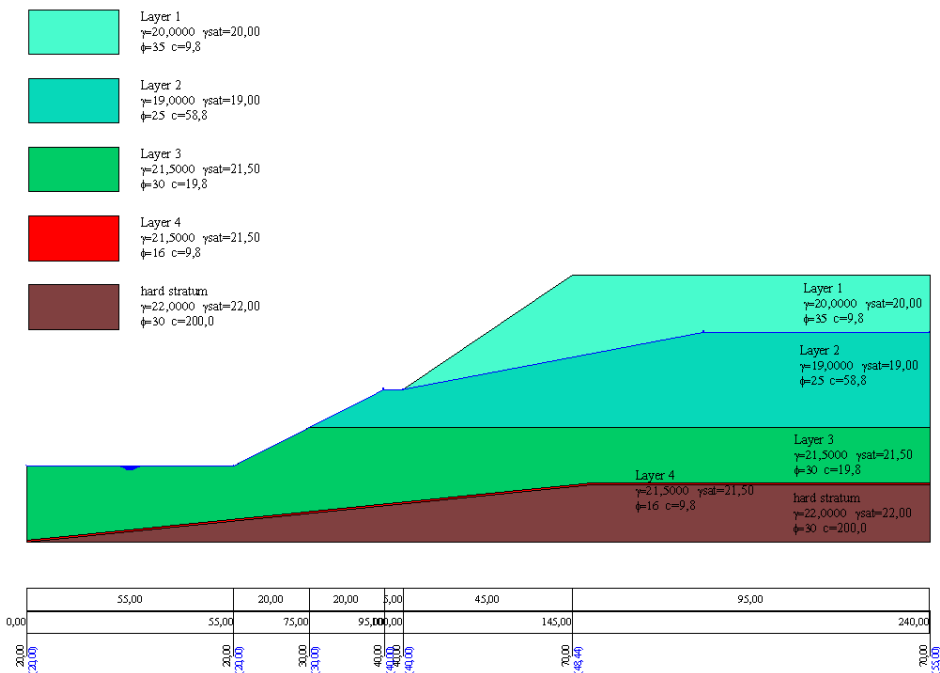
Descrizione terreni

	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [deg.]
Layer 1	20.0	20.0	9.8	35
Layer 2	19.0	19.0	58.8	25
Layer 3	21.5	21.5	19.8	30
Layer 4	21.5	21.5	9.8	16.0

Profili e stratificazione terreni

Piano campagna		Strato 2		Strato 3		Strato 4	
X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
0.0	20.0	75.0	30.0	0.0	0.5	0.0	0.0
55.0	20.0	240.0	30.0	150.0	15.5	150.0	15.0
75.0	30.0			240.0	15.5	240.0	15.0
95.0	40.0						
100.0	40.0						
145.0	70.0						
240.0	70.0						

Profilo e stratificazione terreno



Risultati ottenuti usando una superficie circolare.

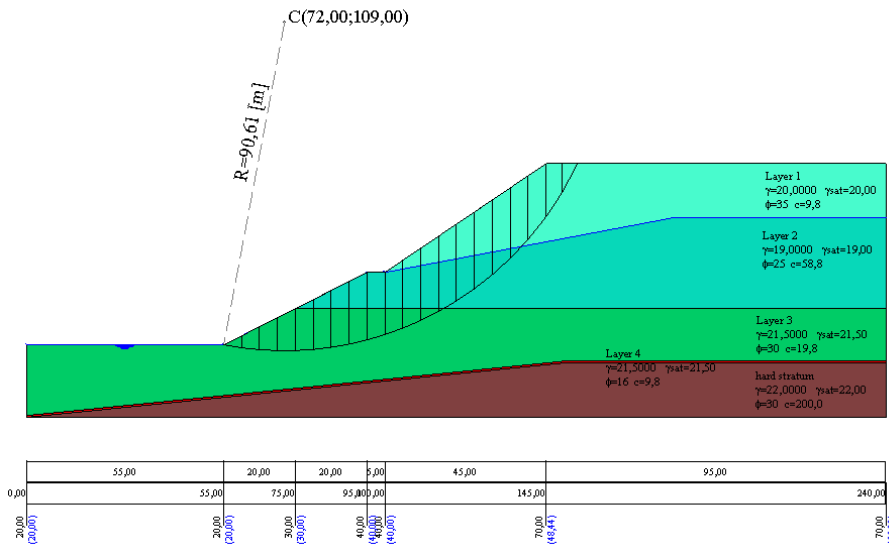
Posizione del centro e raggio della superficie circolare (Bishop XR=72 m; YR=109 m; R=90.61 m)

Posizione del centro e raggio della superficie circolare (Spencer; XR=69 m; YR=111 m; R=92.07 m)

	Bishop simplified	Spencer
V.R. Greco (1996)	-	Fs=1.080
Software STAP	Fs=1.083	Fs=1.088

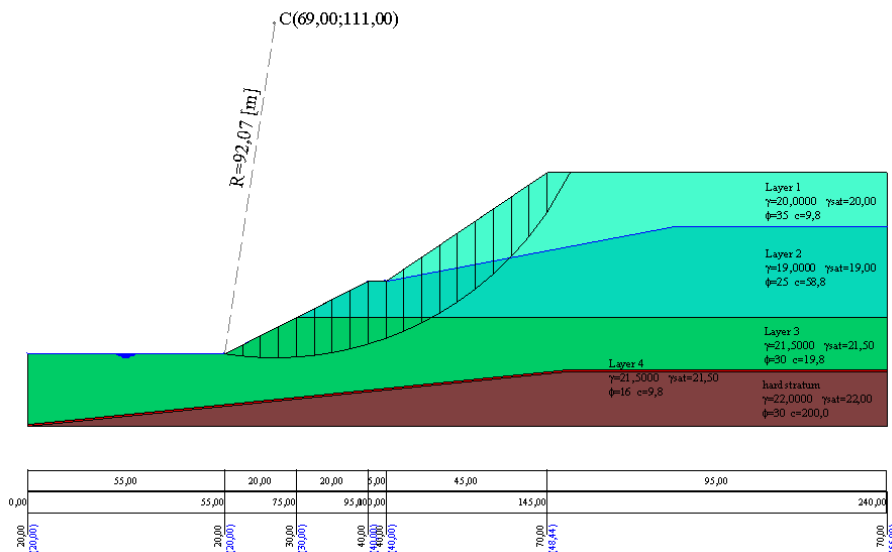
Superficie di rottura circolare

BISHOP 1.083



Superficie di rottura circolare

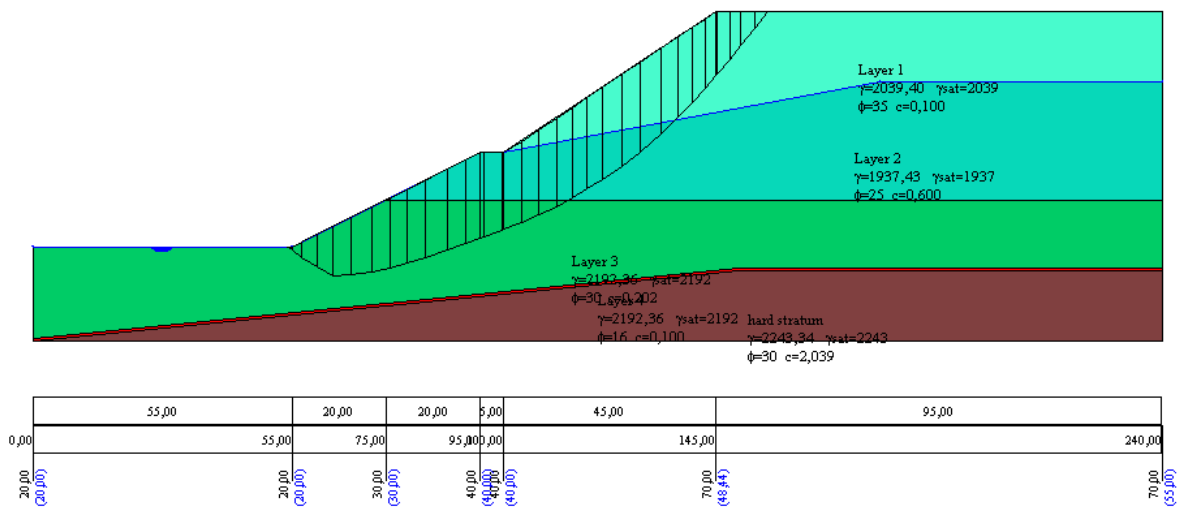
SPENCER 1.088



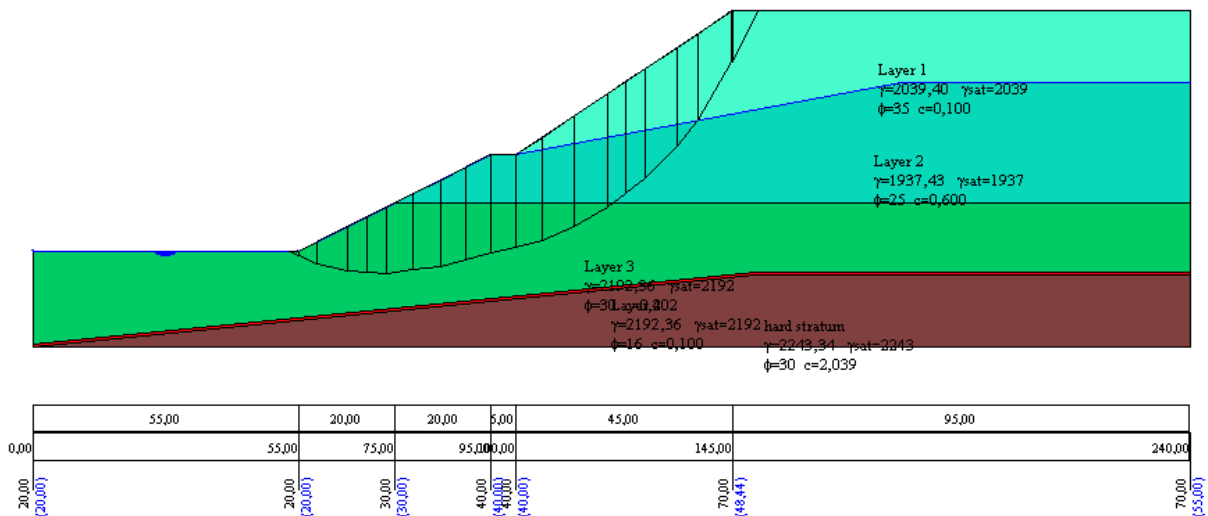
Risultati ottenuti usando superfici generiche.

	Fs (Spencer)	Fs (Jambu simplified)
V. R. Greco (1996) - monte carlo searching	0.973 – 1.098	-
Chen and Shao (1988)	1.011 – 1.035	-
Software STAP (minimo locale)	1.070	0.983
Software STAP (minimo globale)	1.027	0.846

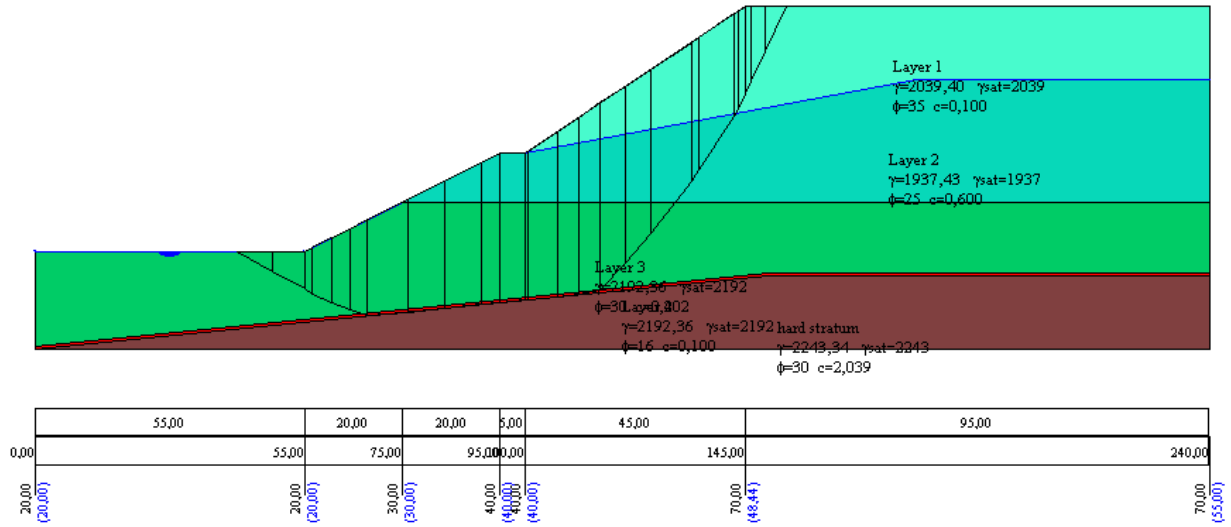
SPENCER 1.070



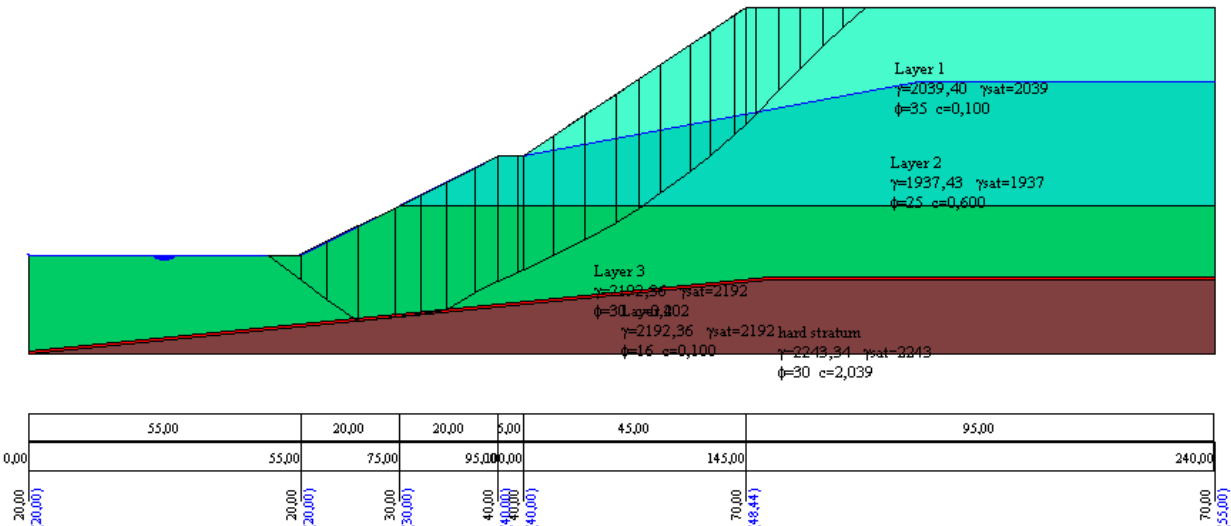
JANBU 0.983



JANBU 0.846



SPENCER 1.027



Esempio 5

Riferimento: Kramer, Steven Lawrence - Geotechnical earthquake engineering – Prentice Hall civil engineering and engineering mechanics series 1996.

Il modello di pendio stratificato con falda è preso da Geotechnical earthquake engineering, esempio 10.2 (pag. 435).

Descrizione terreni

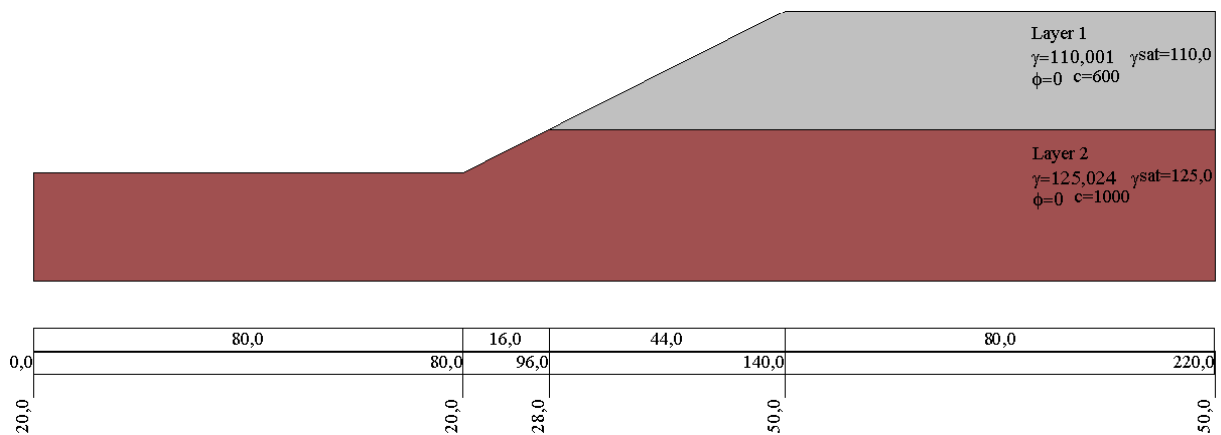
	γ [lb/ft ³]	γ_{sat} [lb/ft ³]	c' [lb/ft ²]	ϕ [deg.]
Layer 1	110	110	600	0
Layer 2	125	125	1000	0

Profili e stratificazione terreni

Piano campagna		Stato 2	
X [ft]	Y [ft]	X [ft]	Y [ft]
0.0	20.0	96.0	28.0
80.0	20.0	220.0	28.0
96.0	28.0		
140.0	50.0		
220.0	50.0		

Profilo e stratificazione terreno

	Layer 1 $\gamma=110,001$ $\gamma_{sat}=110,0$ $\phi=0$ $c=600$
	Layer 2 $\gamma=125,024$ $\gamma_{sat}=125,0$ $\phi=0$ $c=1000$



Risultati ottenuti usando una superficie circolare

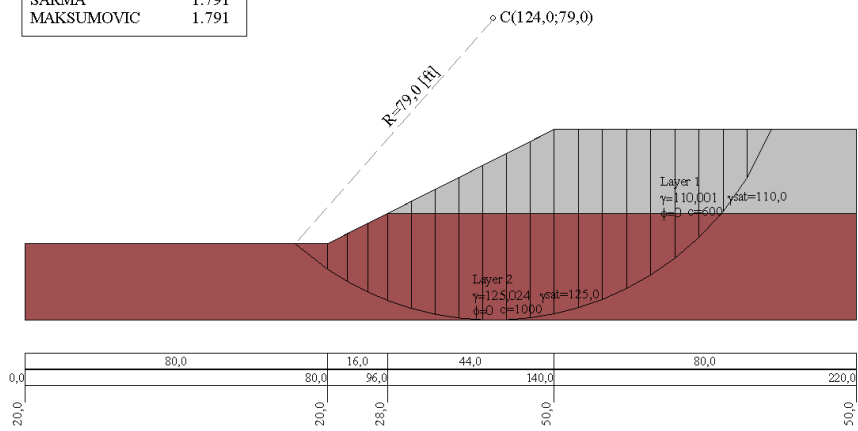
Posizione del centro e raggio della superficie circolare (XR=124.0 m; YR=79.0 m; R=79.00 m)

Condizioni statiche

	Fellenius	Spencer
Kramer (1996)	Fs=1.790	-
Software STAP	Fs=1.790	Fs=1.790

Superficie di rottura circolare (analisi statica)

FELLENIUS	1.791
BISHOP	1.791
JANBU	1.631
BELL	1.791
MORGENSTERN	1.786
SPENCER	1.790
SARMA	1.791
MAKSUMOVIC	1.791

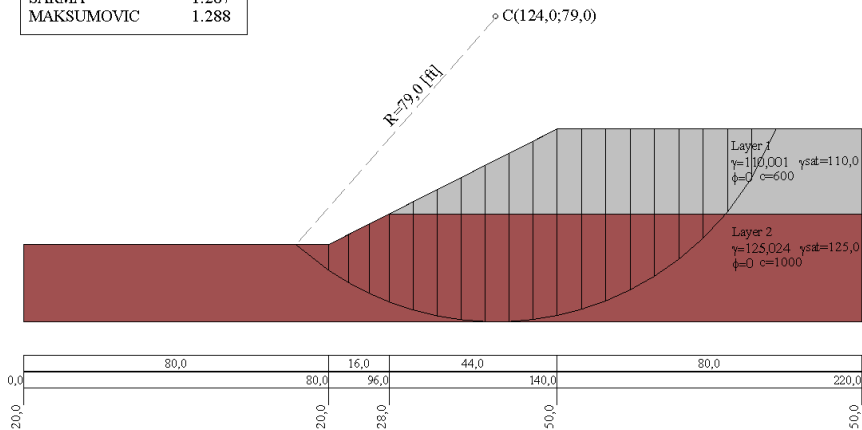


Condizioni sismiche

	Fellenius	Spencer
Kramer (1996)	Fs=1.280	-
Software STAP	Fs=1.287	Fs=1.178

Superficie di rottura circolare (analisi pseudostatica kh=0.10)

FELLENIUS	1.288
BISHOP	1.288
JANBU	1.146
BELL	1.288
MORGENSTERN	1.285
SPENCER	1.178
SARMA	1.287
MAKSUMOVIC	1.288



Esempio 6

Riferimento: T. William Lambe, Robert V. Whitman – MECCANICA DEI TERRENI – Traduzione di Calogero Valore. – Dario Flaccovio Editore 1997.

Il modello di pendio con falda è preso da T. William Lambe, Robert V. Whitman fig.24.16 pag 392.


Descrizione terreni

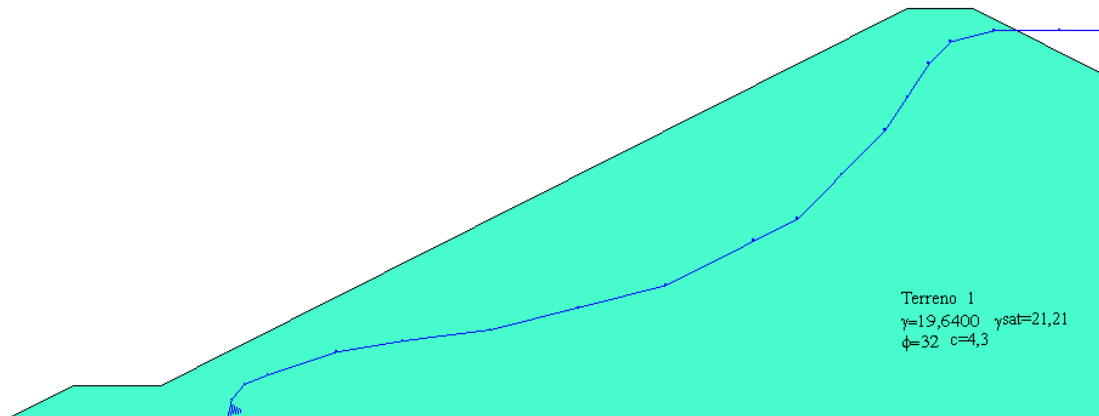
	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	ϕ [deg.]
Layer 1	19.64	21.21	4.30	32.0

Profili e stratificazione terreni

Piano campagna

X [ft]	Y [ft]
0.0	0.0
6.0	3.0
14.0	3.0
82.0	37.0
88.0	37.0
100.0	31.0


 Terreno 1
 $\gamma=19,6400$ $\gamma_{sat}=21,21$
 $\phi=32$ $c=4,3$

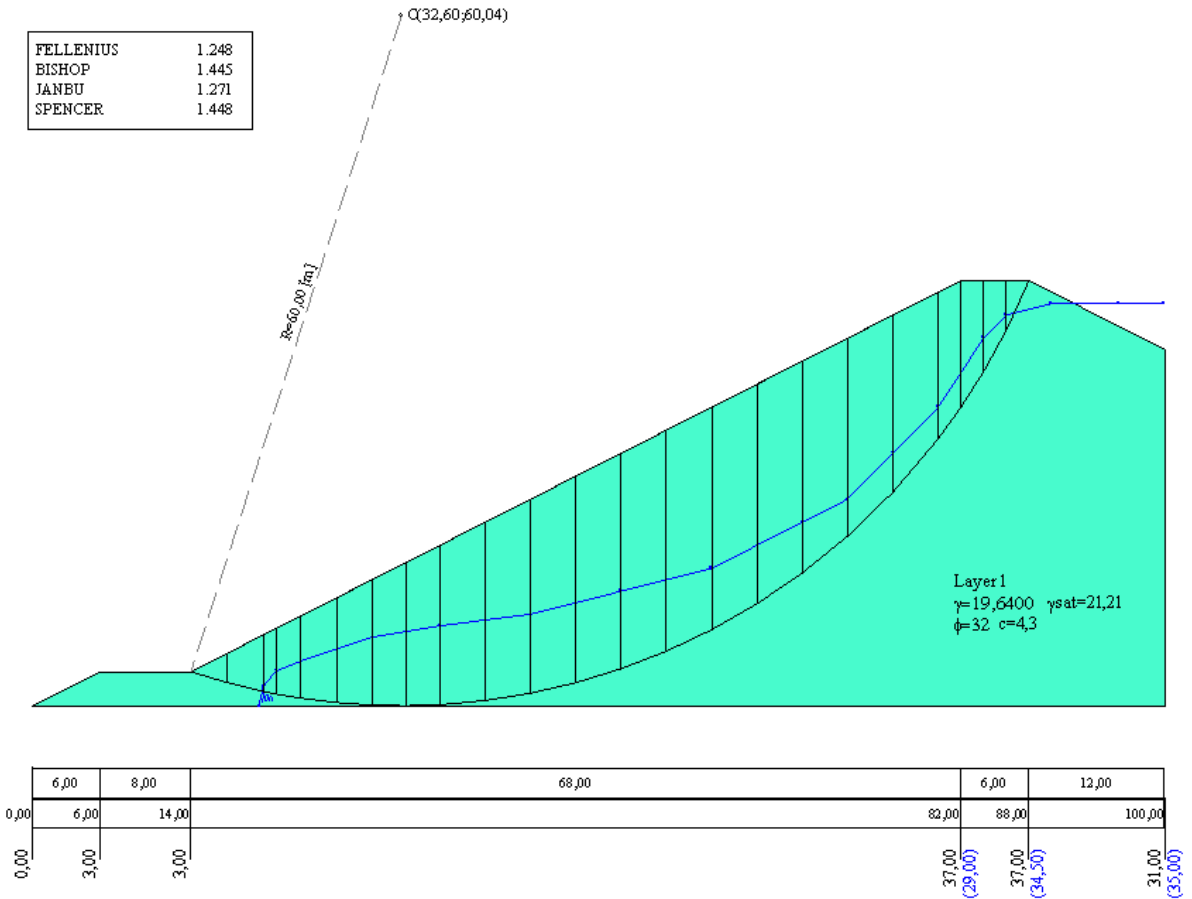


	6,00	8,00		68,00		6,00	12,00	
0,00	6,00	14,00				82,00	88,00	100,00
0,00	3,00	3,00				37,00	37,00	31,00
						(29,00)	(34,50)	(35,00)

Risultati ottenuti usando una superficie circolare

Posizione del centro e raggio della superficie circolare (XR=124.0 m; YR=79.0 m; R=79.00 m)

	Bishop	Fellenius	Janbu	Spencer
Lambe-Whitman	Fs=1.43 – 1.45	-	-	-
Software STAP	Fs=1.445	Fs=1.248	Fs=1.271	Fs=1.448



Esempio 7

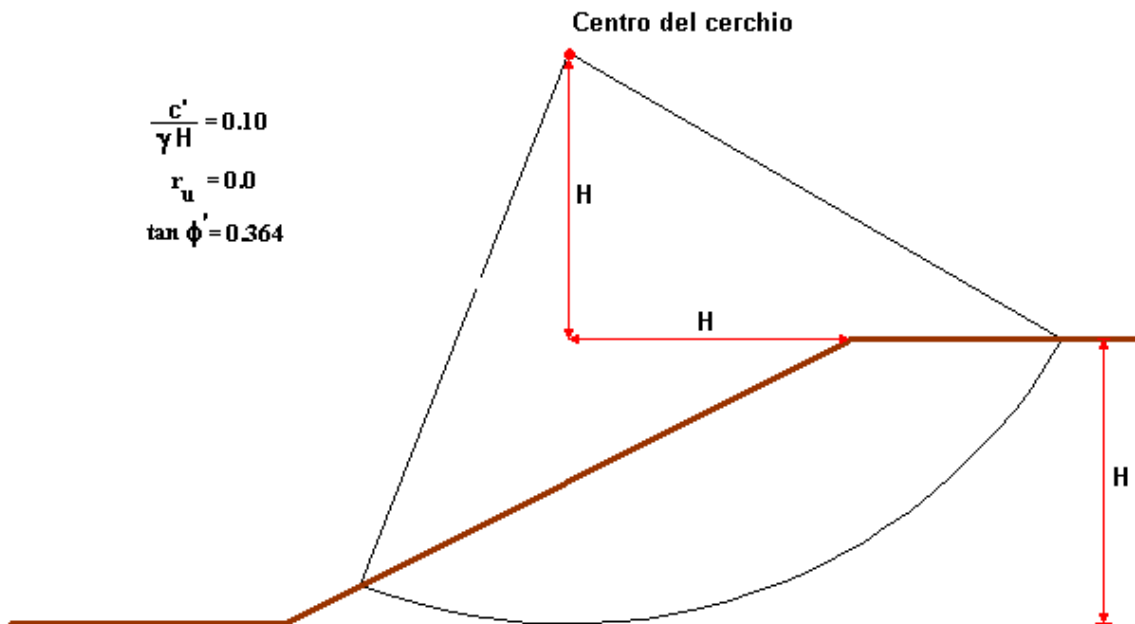
Riferimento: “The analysis of the stability of general slip surface” di N.R. Morgenstern e V.E. Price - 1965.
 Il modello di pendio senza falda è preso da N.R. Morgenstern e V.E. Price fig.5. pag 88.

Descrizione terreni

	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	ϕ [deg.]
Layer 1	20.0	20.0	20.0	20.0

Profili e stratificazione terreni

Piano campagna	
X [m]	Y [m]
0.0	10.0
10.0	10.0
30.0	20.0
40.0	20.0



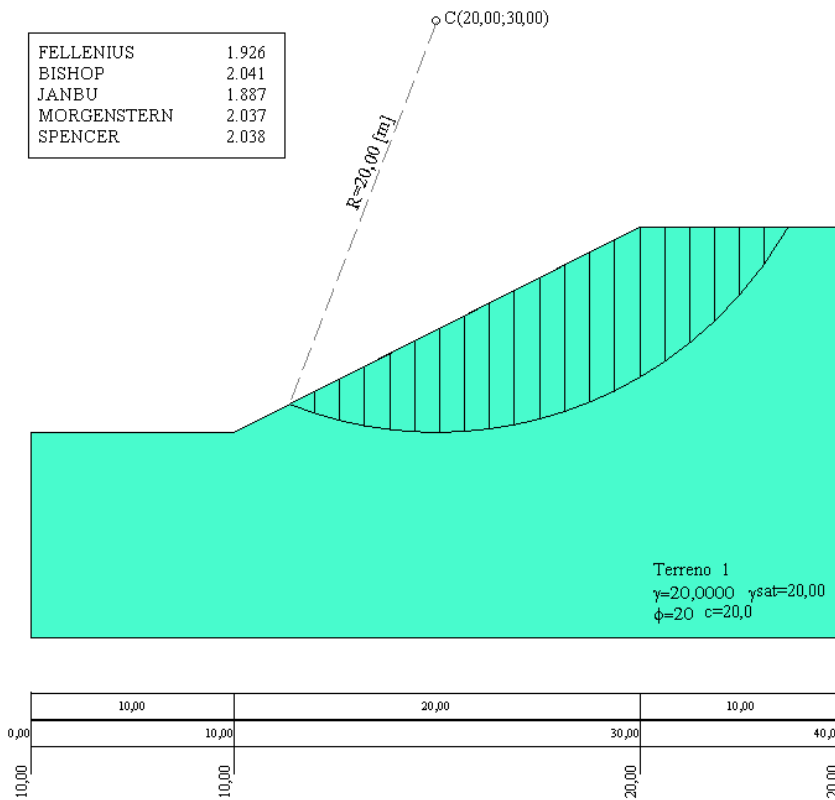
“The analysis of the stability of general slip surface” di N.R. Morgenstern e V.E. Price - 1965.

Risultati ottenuti usando una superficie circolare

Posizione del centro e raggio della superficie circolare (XR=20.0 m; YR=30.0 m; R=20.00 m)

	Fellenius	Bishop	Janbu	Spencer	Morgenstern-Price - f(x)=1.0
Morgenstern e Price	-	-	-	-	Fs=2.098
Software STAP	Fs=1.926	Fs=2.041	Fs=1.887	Fs=2.038	Fs=2.037

Superficie di rottura circolare



Esempio 8

Riferimento: James M. Bell "General slope stability analysis" Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION November 1968.

Il modello di pendio stratificato senza falda è stato analizzato da James M. Bell.

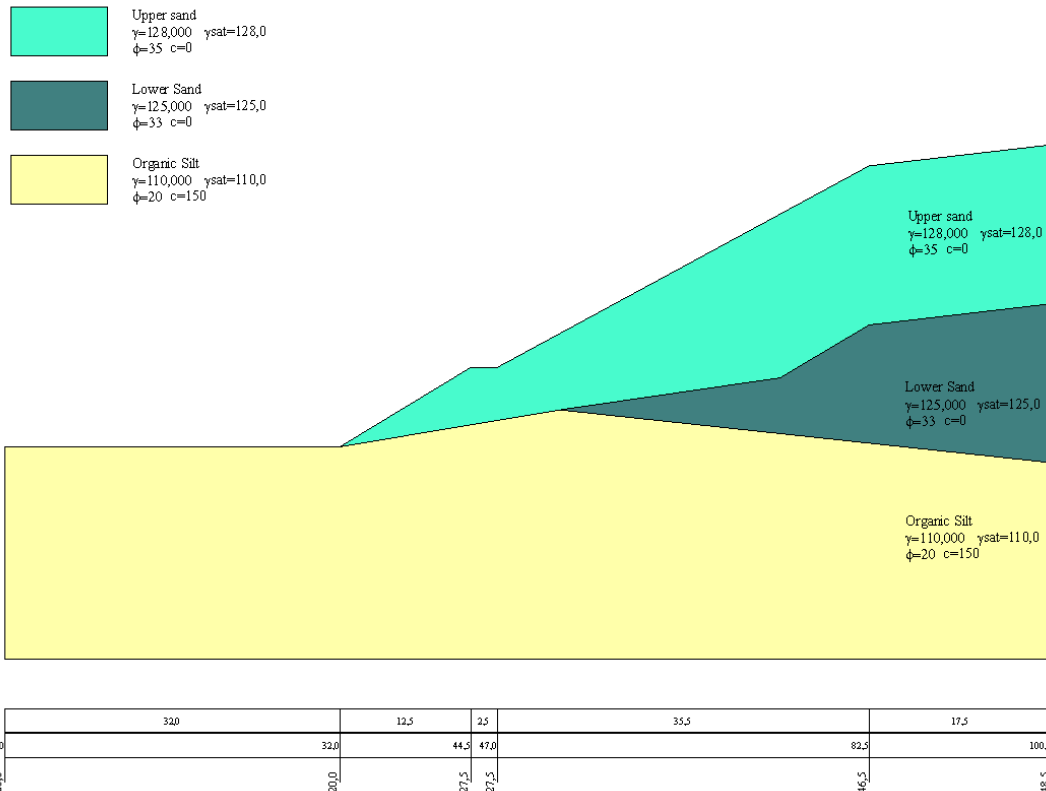
Descrizione terreni

	γ [lb/ft ³]	γ_{sat} [lb/ft ³]	c' [lb/ft ²]	ϕ [deg.]
Upper Sand	128	128	0.0	35
Lower Sand	125	125	0.0	33
Organic Silt	110	110	150	20

Profili e stratificazione terreni

Piano campagna		Stato 2		Stato 2	
X [ft]	Y [ft]	X [ft]	Y [ft]	X [ft]	Y [ft]
0.0	20.0	32.0	20.0	53.0	23.5
32.0	20.0	53.0	23.5	100.0	18.5
44.5	27.5	74.0	26.5		
47.0	27.5	82.5	31.5		
82.5	46.5	100.0	33.5		
100.0	48.5				

Profilo e stratificazione terreno

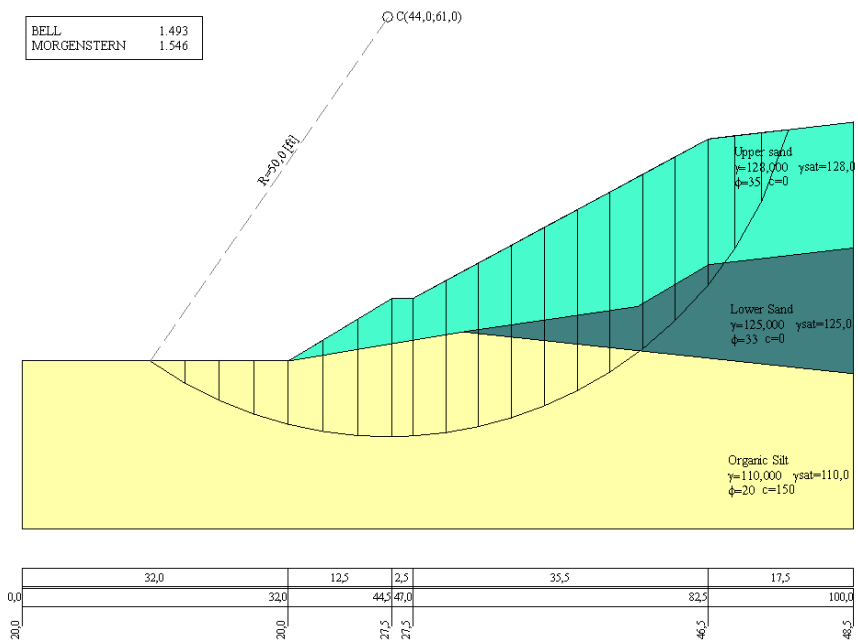


Risultati ottenuti usando una superficie circolare

Posizione del centro e raggio della superficie circolare (XR=44.0 ft; YR=61.0 ft; R=50.00 ft)

	Morgenstern-Price - $f(x)=1.0$	Bell
Bell	Fs=1.557	Fs=1.490
Software STAP	Fs=1.546	Fs=1.493

Superficie di rottura circolare (senza sisma)



Esempio 9

Riferimento: D. Y. Zhu, C.F. Lee, Q.H. Qian and G.R. Chen “A concise algorithm for computing the factor of safety using the Morgenstern-Price method” Can. Geotech. J. 42: 272-278 (2005).

Il modello di pendio stratificato con falda è stato analizzato da D. Y. Zhu et al. (example 1) riportato originariamente da Fredlund and Krahn (1977).

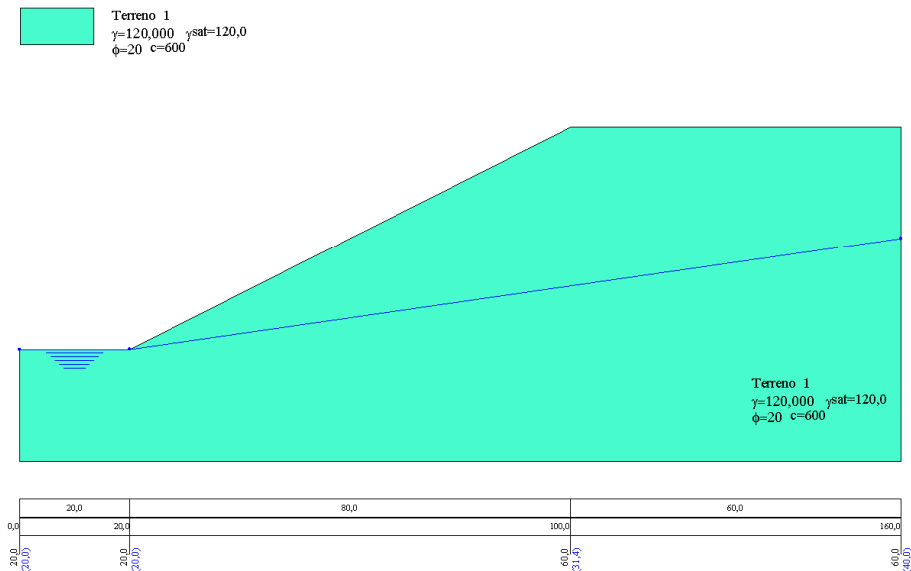
Descrizione terreni

	γ [lb/ft ³]	γ_{sat} [lb/ft ³]	c' [lb/ft ²]	ϕ [deg.]
Layer 1	120	120	600.0	20
Layer 2	120	120	0.0	10

Profili e stratificazione terreni

Piano campagna		Stato 1		Stato 2		Falda	
X [ft]	Y [ft]	X [ft]	Y [ft]	X [ft]	Y [ft]	X [ft]	Y [ft]
0.0	20.0	0.0	17.0	0.0	16.0	0.0	20.0
20.0	20.0	160.0	17.0	160.0	16.0	20.0	20.0
100.0	60.0					160.0	40.0
160.0	60.0						

Profilo e stratificazione terreno

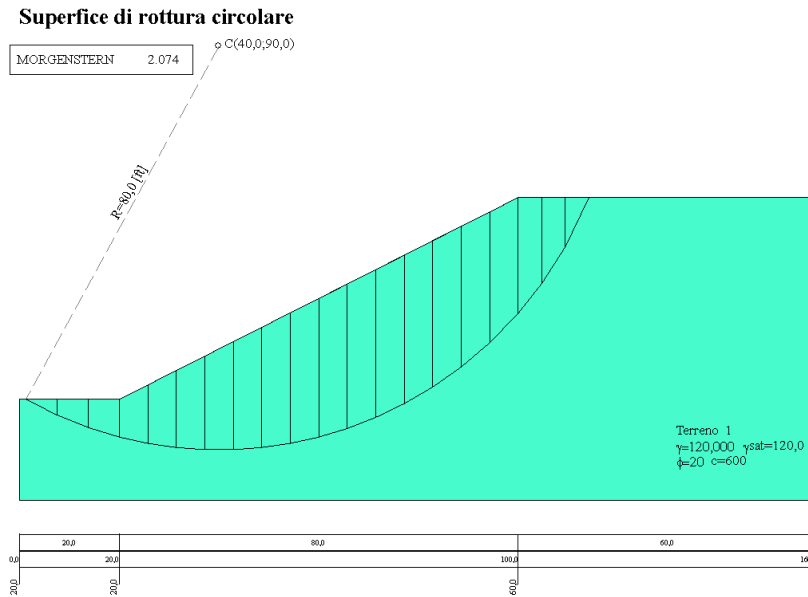


Risultati ottenuti usando una superficie circolare

Posizione del centro e raggio della superficie circolare (XR=40.0 ft; YR=90.0 ft; R=80.00 ft).

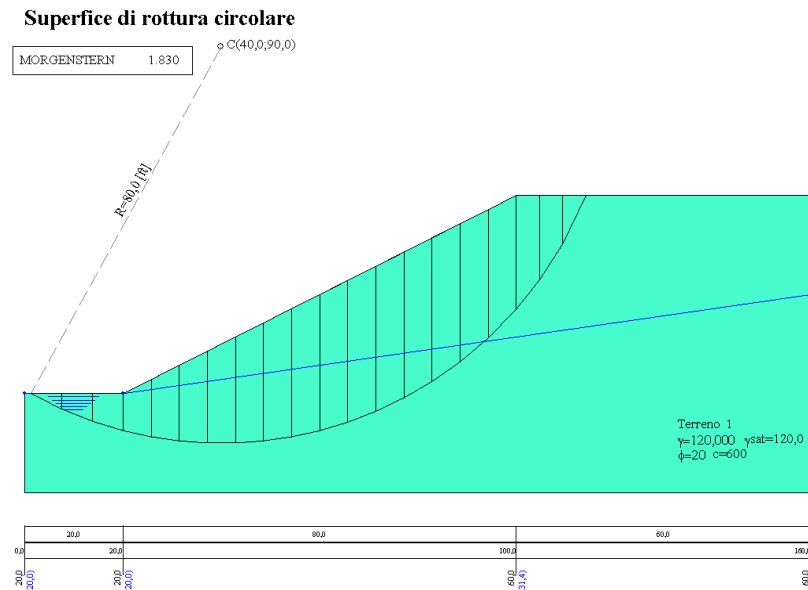
Senza falda

	Morgenstern-Price - $f(x)=1.0$	Morgenstern-Price - $f(x)=\text{sen}(x)$
Fredlund and Krahn	Fs=2.073	Fs=2.076
D. Y. Zhu	Fs=2.075	Fs=2.074
Software STAP	Fs=2.074	Fs=2.079



Con falda

	Morgenstern-Price - $f(x)=1.0$	Morgenstern-Price - $f(x)=\text{sen}(x)$
Fredlund and Krahn (con falda)	Fs=1.830	Fs=1.832
D. Y. Zhu (con falda)	Fs=1.831	Fs=1.831
Software STAP (con falda)	Fs=1.830	Fs=1.834



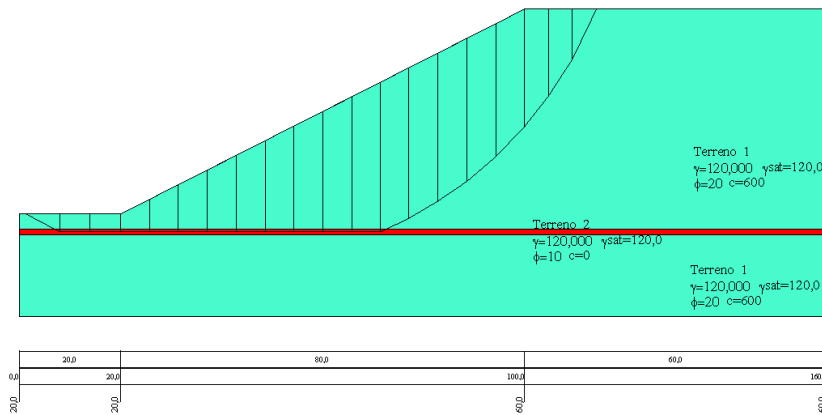
Risultati ottenuti usando una superficie generica

Senza falda

	Morgenstern-Price - $f(x)=1.0$	Morgenstern-Price - $f(x)=\text{sen}(x)$
Fredlund and Krahn	Fs=1.373	Fs=1.370
D. Y. Zhu	Fs=1.381	Fs=1.371
Software STAP	Fs=1.377	Fs=1.370

Superficie di rottura generica

MORGENSTERN 1.360

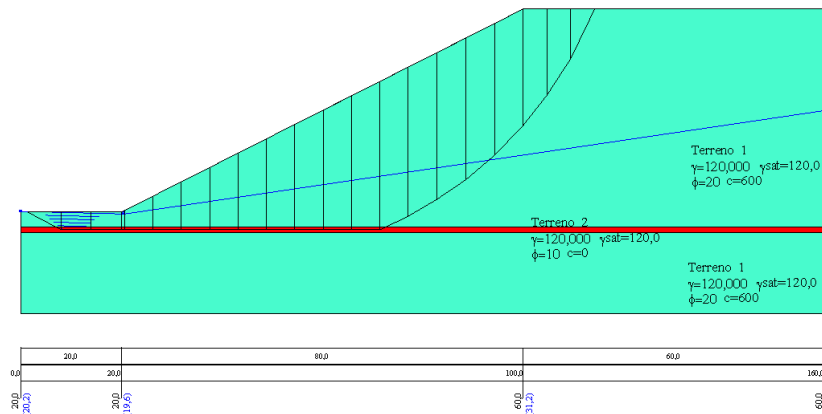


Con falda

	Morgenstern-Price - $f(x)=1.0$	Morgenstern-Price - $f(x)=\text{sen}(x)$
Fredlund and Krahn	Fs=1.245	Fs=1.245
D. Y. Zhu	Fs=1.261	Fs=1.254
Software STAP	Fs=1.253	Fs=1.248

Superficie di rottura generica

MORGENSTERN 1.242



Esempio 10

Riferimento: D. Y. Zhu, C.F. Lee, Q.H. Qian and G.R. Chen “A concise algorithm for computing the factor of safety using the Morgenstern-Price method” Can. Geotech. J. 42: 272-278 (2005).

Il modello di pendio stratificato con falda è stato analizzato da D. Y. Zhu et al. (example 2) riportato originariamente da Fredlund and Krahn (1977).

Descrizione terreni

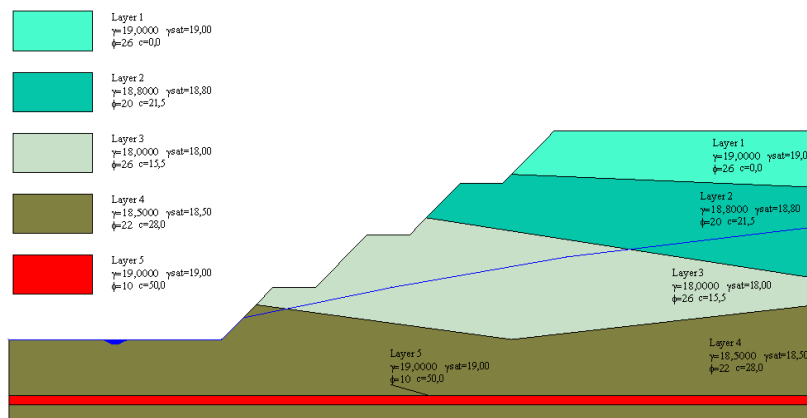
	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [deg.]
Layer 1	19.0	19.0	0.0	26.0
Layer 2	18.8	18.8	21.5	20.0
Layer 3	18.0	18.0	15.5	26.0
Layer 4	18.5	18.5	28.0	22.0
Layer 5	19.0	19.0	50.0	10.0

Profili e stratificazione terreni

P.C.		Stato 1		Stato 2		Stato 3		Stato 4		Stato 5		Falda	
X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
0.0	20.0	118.0	58.0	98.0	48.0	58.0	28.0	0.0	7.0	0.0	5.0	0.0	20.0
50.0	20.0	190.0	55.0	190.0	34.0	118.0	20.0	190.0	7.0	190.0	5.0	50.0	20.0
58.0	28.0					190.0	28.0					55.0	25.0
62.0	32.0											90.0	32.0
72.0	32.0											131.0	39.0
84.0	44.0											190.0	46.0
94.0	44.0												
98.0	48.0												
106.0	56.0												
116.0	56.0												
118.0	58.0												
128.0	68.0												
190.0	68.0												

Per l'analisi sismica il coeff. di intensità sismica è $K_h = 10$.

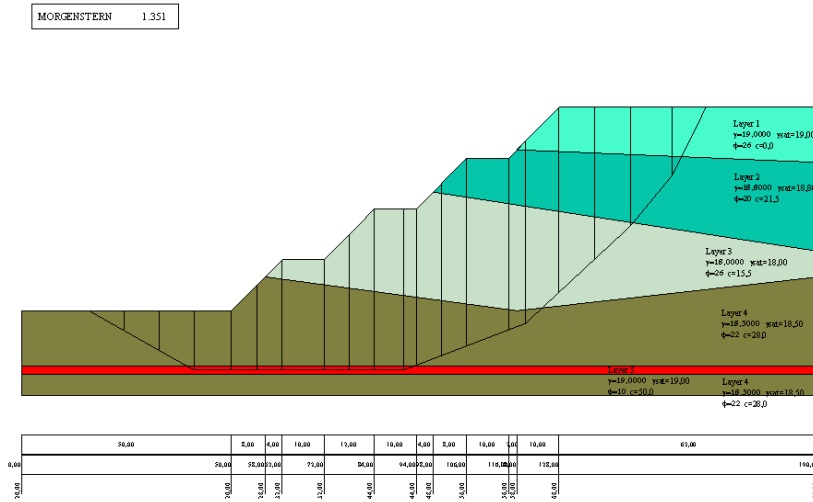
Profilo e stratificazione terreno



Risultati ottenuti usando una superficie generica (caso senza falda – senza sisma)

	Morgenstern-Price - $f(x)=1.0$	Morgenstern-Price - $f(x)=\sin(x)$
Zhu et al. (2001)	$F_s=1.341$ ($\lambda=0.2707$)	$F_s=1.316$ ($\lambda=0.3591$)
Zhu et al.	$F_s=1.342$ ($\lambda=0.2725$)	$F_s=1.317$ ($\lambda=0.3618$)
Geo-Slope International Ltd. 1998	$F_s=1.345$ ($\lambda=0.2703$)	$F_s=1.320$ ($\lambda=0.3587$)
Software STAP	$F_s=1.351$ ($\lambda=0.2715$)	$F_s=1.330$ ($\lambda=0.3686$)

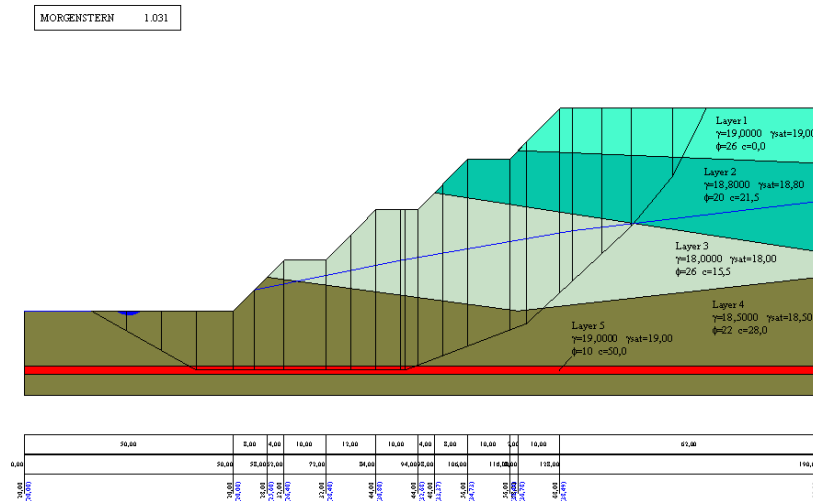
Superficie di rottura generica (senza falda - senza sisma)



Risultati ottenuti usando una superficie generica (caso con falda – senza sisma)

	Morgenstern-Price - $f(x)=1.0$	Morgenstern-Price - $f(x)=\sin(x)$
Zhu et al. (2001)	$F_s=1.023$ ($\lambda=0.2512$)	$F_s=1.000$ ($\lambda=0.3307$)
Zhu et al.	$F_s=1.028$ ($\lambda=0.2530$)	$F_s=1.004$ ($\lambda=0.3332$)
Geo-Slope International Ltd. 1998	$F_s=1.032$ ($\lambda=0.2518$)	$F_s=1.008$ ($\lambda=0.3315$)
Software STAP	$F_s=1.031$ ($\lambda=0.2513$)	$F_s=1.011$ ($\lambda=0.3338$)

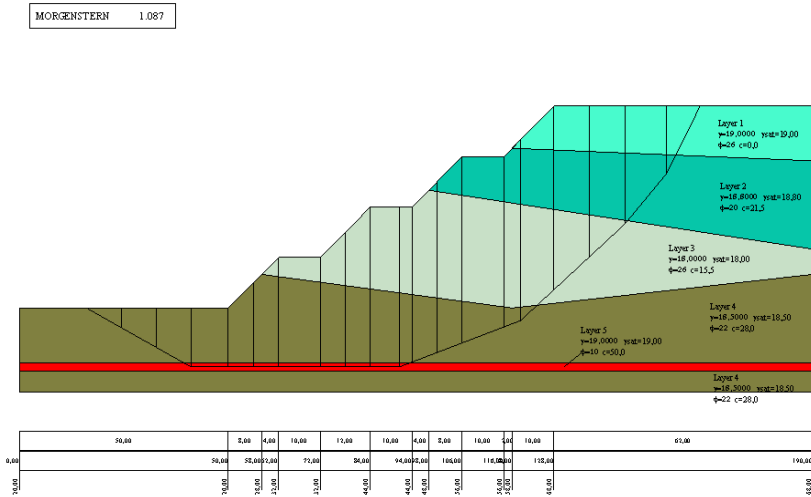
Superficie di rottura generica (con falda - senza sisma)



Risultati ottenuti usando una superficie generica (caso senza falda – con sisma)

	Morgenstern-Price - $f(x)=1.0$	Morgenstern-Price - $f(x)=\sin(x)$
Zhu et al. (2001)	$F_s=1.081$ ($\lambda=0.3526$)	$F_s=1.045$ ($\lambda=0.4800$)
Zhu et al.	$F_s=1.081$ ($\lambda=0.3551$)	$F_s=1.046$ ($\lambda=0.4836$)
Geo-Slope International Ltd. 1998	$F_s=1.084$ ($\lambda=0.3522$)	$F_s=1.048$ ($\lambda=0.4797$)
Software STAP	$F_s=1.087$ ($\lambda=0.3543$)	$F_s=1.056$ ($\lambda=0.4861$)

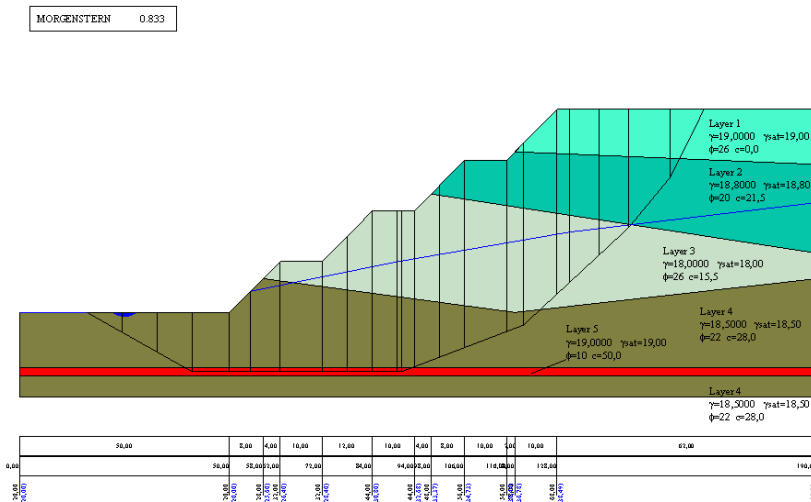
Superficie di rottura generica (senza falda - con sisma)



Risultati ottenuti usando una superficie generica (caso con falda – con sisma)

	Morgenstern-Price - $f(x)=1.0$	Morgenstern-Price - $f(x)=\sin(x)$
Zhu et al. (2001)	$F_s=0.827$ ($\lambda=0.3273$)	$F_s=0.791$ ($\lambda=0.4472$)
Zhu et al.	$F_s=0.829$ ($\lambda=0.3296$)	$F_s=0.793$ ($\lambda=0.4500$)
Geo-Slope International Ltd. 1998	$F_s=0.834$ ($\lambda=0.3278$)	$F_s=0.798$ ($\lambda=0.4479$)
Software STAP	$F_s=0.833$ ($\lambda=0.3303$)	$F_s=0.796$ ($\lambda=0.4497$)

Superficie di rottura generica (con falda - con sisma)



Aztec Informatica s.r.l.

Software per l'Ingegneria Geotecnica e Strutturale

Corso Umberto, 43 - 87050 Casole Bruzio (CS)
Tel. 0984-432617, 438325 - e Fax 0984-432617
e-mail: aztec@aztec.it
web: www.aztec.it

**VALIDAZIONE DEL SOFTWARE DI CALCOLO PER
TRINCEE DRENANTI**

**VALIDAZIONE DEL SOFTWARE DI CALCOLO DEI
CEDIMENTI
AZTEC FEM GT 16**

Aztec Informatica®

AZTEC FEM GT
Modellatore ad Elementi Finiti per la Geotecnica

MANUALE DI VALIDAZIONE

Luglio 2017

Copyright © 2010, 2017 Aztec Informatica s.r.l.

Tutti i diritti riservati.

Qualsiasi documento tecnico che venga reso disponibile da Aztec Informatica è stato realizzato da Aztec Informatica che ne possiede il Copyright ed è proprietà di Aztec Informatica. La documentazione potrebbe contenere imprecisioni tecniche o di altro tipo, oppure errori tipografici. Aztec Informatica si riserva il diritto di apportare modifiche senza preavviso.

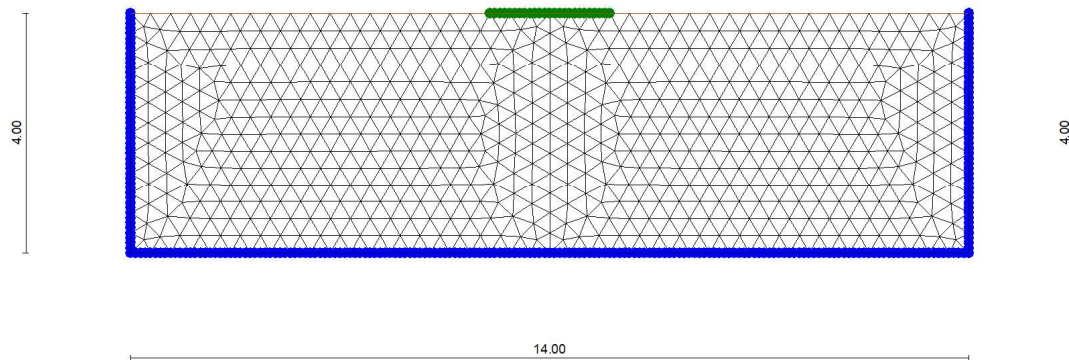
Introduzione

Il presente documento raccoglie un insieme di test effettuati per verificare l'affidabilità e l'applicabilità del software prodotto dalla Aztec Informatica.

I test effettuati hanno evidenziato la corrispondenza tra i risultati ottenuti utilizzando il software Aztec e la soluzione teorica riportata nei testi di riferimento.

Ogni esempio svolto riporta la fonte di riferimento e i dati necessari per riproporre il calcolo eseguito.

ESEMPIO 1



Si considera lo strato di terreno elastico di spessore $H=4$ metri caratterizzato da modulo elastico costante. La fondazione rigida è simulata mediante una linea di spostamenti imposti di larghezza $B=2$ metri. Occorre determinare la reazione della fondazione per uno spostamento imposto di 1 centimetro. La soluzione esatta ricavata da Giraud per questo caso è data dalla seguente relazione

$$w = F \cdot \delta / 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G = F \cdot \delta / E$$

con

- w cedimento imposto
- F forza risultante prodotta dal cedimento imposto sulla fondazione
- E modulo elastico terreno
- G modulo di taglio del terreno
- ν modulo di Poisson del terreno
- δ costante che dipende dal rapporto $H/(B/2)$ tra lo spessore dello strato H e la semilarghezza della fondazione $(B/2)$. Nel nostro caso per $H/(B/2) = 4$ abbiamo $\delta=0.88$

Assumendo

$$\begin{aligned} G &= 5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \nu &= 0.3333 \\ E &= 13.333 \text{ Kg/cm}^2 \\ w &= 1 \text{ cm} \end{aligned}$$

otteniamo per F il valore

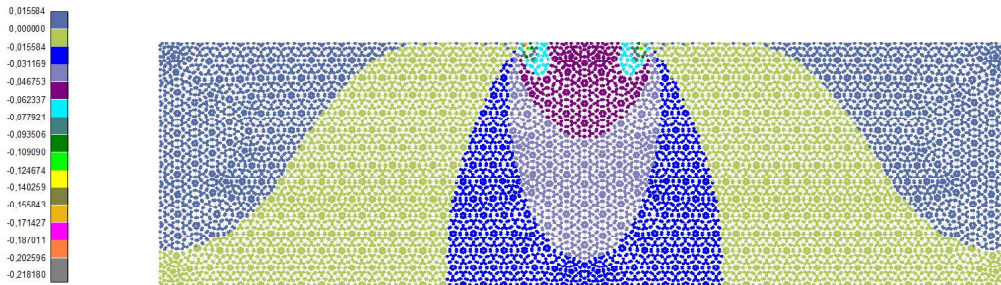
$$F = w \cdot E / \delta = 1 \cdot 13.333 / 0.88 = 1515 \text{ Kg (per metro di profondità)}$$

La mesh utilizzata è composta da elementi triangolari a 15 nodi (T15)

Soluzione esatta 1515 Kg
Soluzione Aztec FEM 1529 Kg

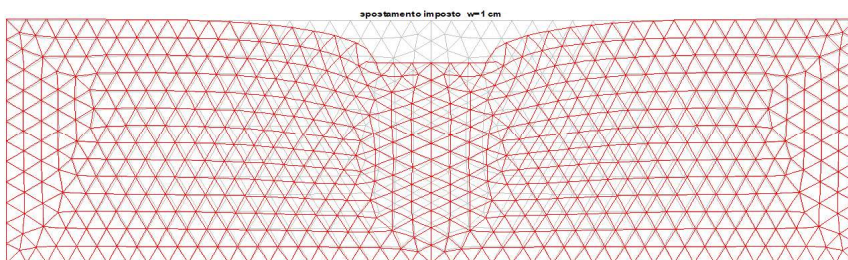
L'errore nella soluzione è pertanto pari a 0.92 %

Di seguito vengono riportate le tensioni verticali σ_y nei punti di Gauss dei vari elementi



e la deformata

Deformata



ESEMPIO 2

Fondazione flessibile su terreno elastico con modulo di taglio, G , variabile con la profondità (terreno alla Gibson) secondo la relazione

$$G = \alpha z$$

Assumendo

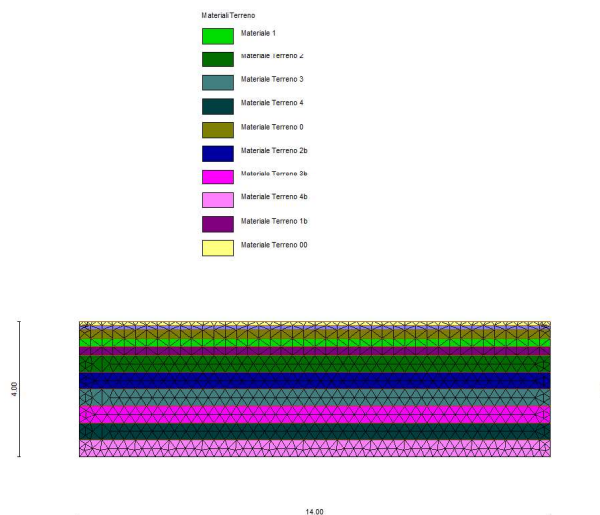
$$\alpha = 100$$

ed avendo assunto un modulo di Poisson $\nu = 0.495$ (invece di $\nu = 0.5$) per simulare condizioni non drenate il modulo elastico varia secondo la legge

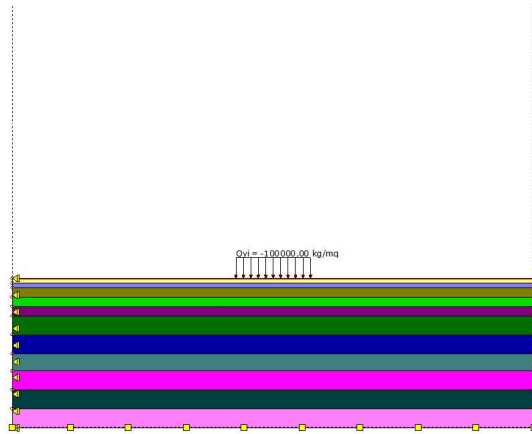
$$E = 299 z \quad (1)$$

dove z è la profondità in metri rispetto al piano campagna ed E è espresso in Kg/cm^2 .

Al momento della stesura del presente manuale non è stato ancora attivato la gestione automatica del modulo elastico variabile con la profondità. Pertanto la modellazione viene fatta suddividendo lo strato considerato in strati più piccoli con modulo elastico calcolato secondo l'espressione (1) in corrispondenza del centro dello strato.



Carichi applicati



La soluzione esatta fornisce un cedimento dato da

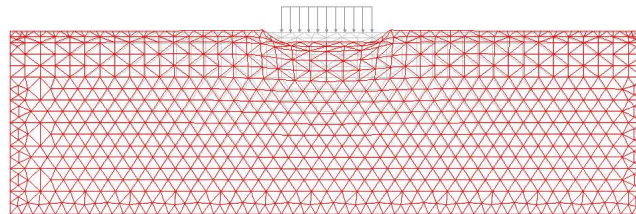
$$w = q / (2 \alpha) = 10000 / (2 \times 100) = 5 \text{ cm}$$

In Aztec FEM è stata utilizzata una mesh di elementi triangolari a 6 nodi (interpolazione quadratica degli spostamenti). Lo spostamento ottenuto è

$$w = 4.598 \text{ cm}$$

Pertanto l'errore rispetto alla soluzione esatta è pari al 8.7%

Tale errore è legato a due aspetti. In primis la soluzione esatta è calcolata su un semispazio infinito. Inoltre la modellazione a strati non tiene conto in modo “esatto” della variazione lineare del modulo elastico. In ogni caso la soluzione ottenuta mette in evidenza la peculiarità del modello di Gibson : infatti gli spostamenti al di sotto del carico sono quasi costanti (contrariamente a quello che accade per un terreno con modulo elastico costante)



ESEMPIO 3

Riferimenti: Abbo, Sloan

Determinazione carico di collasso

Fondazione rigida liscia su terreno elastoplastico (privo di peso) alla *Mohr-Coulomb* con legge di comportamento *associato* caratterizzato dai seguenti parametri

angolo di attrito	$\phi = 30^\circ$
coesione	$c = 1 \text{ Kg/cm}^2$
angolo di dilatanza	$\psi = 30^\circ$
modulo elastico	$E = 1040 \text{ Kg/cm}^2$
modulo di Poisson	$\nu = 0.3$

Le dimensioni del problema sono

- B larghezza della fondazione = 2 metri
- 10B estensione in X del dominio analizzato = 20 metri
- 5B spessore dello strato (dimensione Y) = 10 metri

Si impostano inoltre vincoli alla traslazione X sui lati verticali ed alla traslazione Y sul lato orizzontale di base

La mesh utilizzata è composta da elementi quadrilateri ad 8 nodi (Q8) integrati con 2x2 punti di Gauss (integrazione ridotta). Il carico di collasso viene determinato applicando spostamenti uniformi (fondazione rigida): Le reazioni di vincolo rappresentano il carico di collasso totale Q_u . Il carico di collasso di riferimento q è definito come $q = Q_u/B$.

La soluzione di riferimento riportata nella pubblicazione sopra citata è la soluzione classica di Prandtl che da un carico di collasso

$$q/c = 30.140$$

Il carico di collasso ottenuto con Aztec FEM è $Q_u=6426$ $q=6426/2=3213$
e quindi

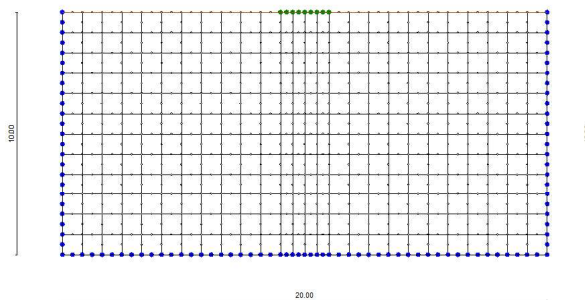
$$q/c = 32.13$$

con un errore pertanto del 6.6 %

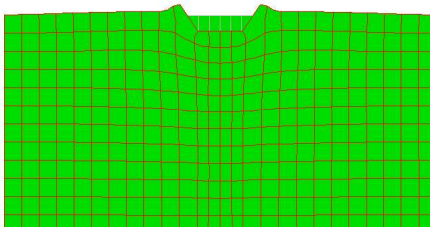
Lo spostamento ottenuto in corrispondenza di tale carico è $w_c = 14.20$ cm

Abbo e Sloan ottengono come miglior risultato un valore di 32.154

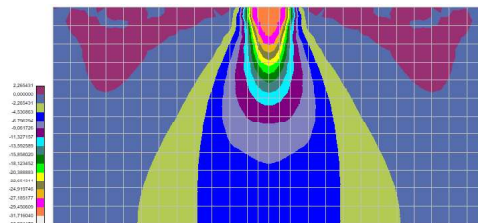
Di seguito viene riportata lo schema della mesh utilizzata ed in verde i nodi in corrispondenza della fondazione dove sono applicati gli spostamenti



Spostamenti



Tensioni σ_y



Peraltro utilizzando una mesh di elementi trinodali a 15 nodi (T15) identica a quella utilizzata nell' Esempio 4 otteniamo un risultato leggermente migliore con un $Q_u=6297 \text{ Kg}$ e $q=3148.5 \text{ Kg}$ ed un rapporto $q/c=3.149$ ed uno spostamento ottenuto in corrispondenza di tale carico pari a $w_c=13.80 \text{ cm}$

ESEMPIO 3 - Bis

Riferimenti: Abbo, Sloan

Determinazione carico di collasso

Fondazione rigida liscia su terreno elastoplastico (privo di peso) alla *Mohr-Coulomb* con legge di comportamento **non associato** caratterizzato dai seguenti parametri

angolo di attrito	$\phi = 30^\circ$
coesione	$c = 1 \text{ Kg/cm}^2$
angolo di dilatanza	$\psi = 20^\circ$
modulo elastico	$E = 1040 \text{ Kg/cm}^2$
modulo di Poisson	$\nu = 0.3$

Le dimensioni del problema sono identiche al caso precedente.

B larghezza della fondazione = 2 metri
10B estensione in X del dominio analizzato = 20 metri
5B spessore dello strato (dimensione Y) = 10 metri

Si impostano inoltre vincoli alla traslazione X sui lati verticali ed alla traslazione Y sul lato orizzontale di base

La mesh utilizzata è composta da elementi triangolari con 15 nodi T15 integrati con 13 punti di Gauss (identica a mesh utilizzata nell' *Esempio 4*). Il carico di collasso viene determinato applicando spostamenti uniformi (fondazione rigida): Le reazioni di vincolo rappresentano il carico di collasso totale Q_u .

Il carico di collasso di riferimento q è definito come $q = Q_u/B$.

La soluzione di riferimento riportata nella pubblicazione sopra citata è la soluzione classica di Prandtl (per legge associata) che da un carico di collasso

$$q/c = 30.140$$

Il carico di collasso ottenuto con Aztec FEM è $Q_u = 6312$ $q = 6312/2 = 3156$
e quindi

$$q/c = 31.56$$

con un errore pertanto del 4.7 %

Lo spostamento ottenuto in corrispondenza di tale carico è $w_c = 18.17 \text{ cm}$

Abbo e Sloan ottengono come miglior risultato un valore di 31.948

Di seguito riportiamo il diagramma carico-cedimento in corrispondenza del punto centrale della fondazione



ESEMPIO 4

Riferimenti: Abbo, Sloan

Determinazione carico di collasso

Fondazione rigida liscia su terreno elastoplastico puramente coesivo (privo di peso) con criterio di rottura di *Tresca* e legge di comportamento associato caratterizzato dai seguenti parametri

angolo di attrito	$\phi = 0^\circ$
coesione	$c = 1 \text{ Kg/cm}^2$
angolo di dilatanza	$\psi = 0^\circ$
modulo elastico	$E = 298 \text{ Kg/cm}^2$
modulo di Poisson	$\nu = 0.49$

Le dimensioni del problema sono le stesse dell'esempio precedente

B larghezza della fondazione = 2 metri

10B estensione in X del dominio analizzato = 20 metri

5B spessore dello strato (dimensione Y) = 10 metri

Si impostano inoltre vincoli alla traslazione X sui lati verticali ed alla traslazione Y sul lato

orizzontale di base

La mesh utilizzata è composta da elementi triangolari con 15 nodi (T15) integrati con 13 punti di Gauss. Il carico di collasso viene determinato applicando spostamenti uniformi (fondazione rigida):

Le reazioni di vincolo rappresentano il carico di collasso totale Q_u .

Il carico di collasso di riferimento q è definito come $q = Q_u/B$.

La soluzione di riferimento riportata nella pubblicazione sopra citata è la soluzione classica di Prandtl che da un carico di collasso

$$q/c = 5.14$$

Il carico di collasso ottenuto con Aztec FEM è $Q_u=1077$ $q=1077/2=538.75$
e quindi

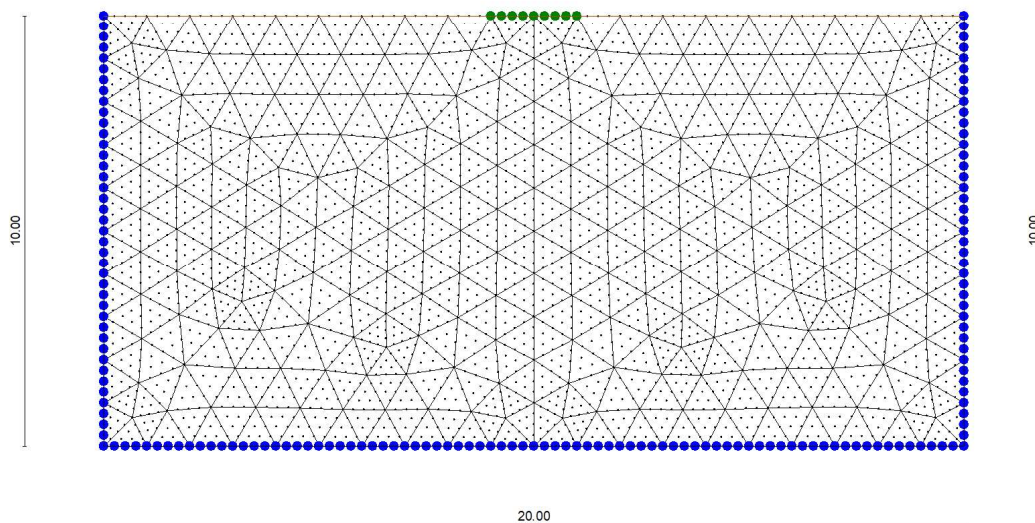
$$q/c = 5.3875$$

con un errore pertanto del 4.8 %

Lo spostamento ottenuto in corrispondenza di tale carico è $w_c = 11.50$ cm

Abbo e Sloan ottengono come miglior risultato un valore del rapporto $q/c=5.4063$

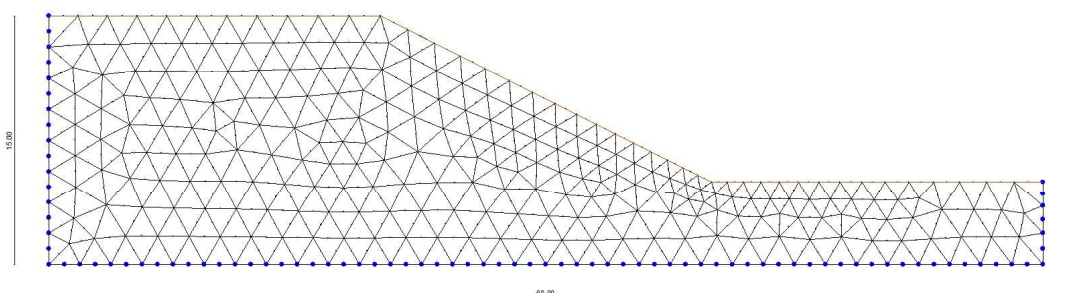
Di seguito è riportata la mesh utilizzata.



ESEMPIO 5

Riferimenti: Smith & Griffiths 4th edizione pag. 251

Stabilità pendio Determinazione fattore di sicurezza



Si tratta di determinare mediante la tecnica di riduzione dei parametri di resistenza il coefficiente di sicurezza del pendio sopra riportato.

A partire dalla configurazione iniziale (in equilibrio) i parametri di resistenza del terreno, angolo di attrito ϕ e coesione c , vengono ridotti del fattore FS secondo le relazioni

$$\phi_f = \arctan(\phi/FS)$$

$$c_f = c/FS$$

Per determinare il fattore di sicurezza si opera mediante incrementi di FS fino a quando l'equilibrio del sistema non è più verificato. Il valore più alto di FS per cui l'equilibrio è verificato viene assunto come coefficiente di sicurezza del pendio.

Nel caso specifico i parametri del terreno (omogeneo) sono i seguenti

angolo di attrito	$\phi = 20^\circ$
coesione	$c = 0.15 \text{ Kg/cm}^2$
angolo di dilatanza	$\psi = 0^\circ$
modulo elastico	$E = 200 \text{ Kg/cm}^2$
modulo di Poisson	$\nu = 0.3$

La mesh utilizzata è composta da elementi triangolari a 6 (T6) nodi con interpolazione quadratica

degli spostamenti (noto in letteratura come LST Linear Strain Triangle)

Il risultato di riferimento è quello ottenuto con il metodo di Morgenstern & Price che danno un fattore di sicurezza FS=1.593. Gli autori citati forniscono un risultato compreso tra 1.55 e 1.6 compatibile con il risultato esatto.

Di seguito riportiamo la sequenza eseguita da Aztec FEM

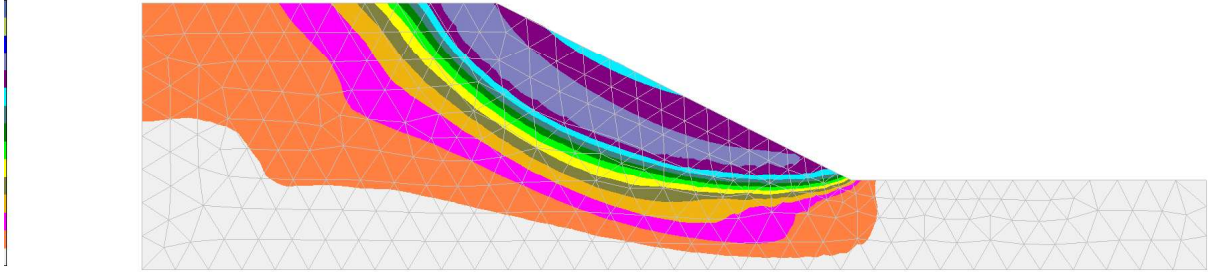
FS = 1.0010	NS0 = 0.31	Perr(x100) = 15.64	TotLoop = 5	1.00
FS = 1.0801	NS0 = 17.70	Perr(x100) = 33.76	TotLoop = 17	1.86
FS = 1.1592	NS0 = 17.46	Perr(x100) = 40.03	TotLoop = 49	1.88
FS = 1.2383	NS0 = 17.22	Perr(x100) = 44.30	TotLoop = 109	2.16
FS = 1.3174	NS0 = 16.85	Perr(x100) = 49.60	TotLoop = 98	2.66
FS = 1.3965	NS0 = 14.39	Perr(x100) = 56.55	TotLoop = 121	3.09
FS = 1.4756	NS0 = 14.98	Perr(x100) = 66.04	TotLoop = 146	4.45
FS = 1.5547	NS0 = 13.32	Perr(x100) = 72.93	TotLoop = 275	15.14
FS = 1.6485	NS0 = 13.66	Perr(x100) = 77.61	--> Not converged	
FS = 1.6016	NS0 = 7.22	Perr(x100) = 76.08	--> Not converged	
FS = 1.5781	NS0 = 3.76	Perr(x100) = 75.41	TotLoop = 285	35.33
FS = 1.6719	NS0 = 13.05	Perr(x100) = 79.00	--> Not converged	
FS = 1.6250	NS0 = 6.93	Perr(x100) = 77.35	--> Not converged	
FS = 1.5899	NS0 = 1.95	Perr(x100) = 74.40	TotLoop = 223	206.31
FS = 1.6024	NS0 = 1.96	Perr(x100) = 76.20	--> Not converged	
FS = 1.5961	NS0 = 1.06	Perr(x100) = 74.29	--> Not converged	

Fattore Sicurezza FS = 1,5899

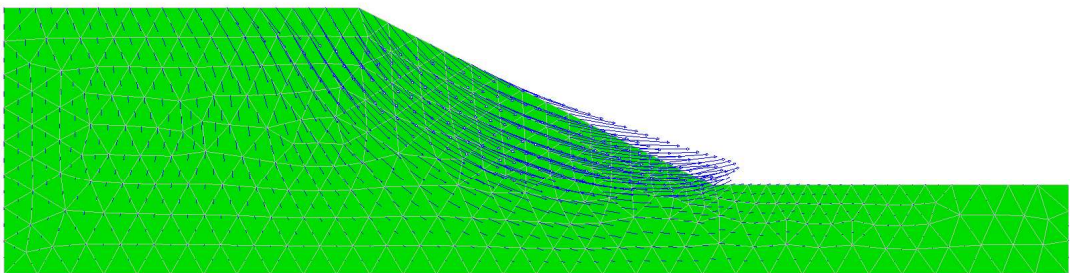
Materiale 1 phid=12,8945910076189 cd=0,0943475034766072

Il valore ottenuto è pertanto in linea sia con il risultato prodotto da Morgenstern che con quello riportato da Smith & Griffiths

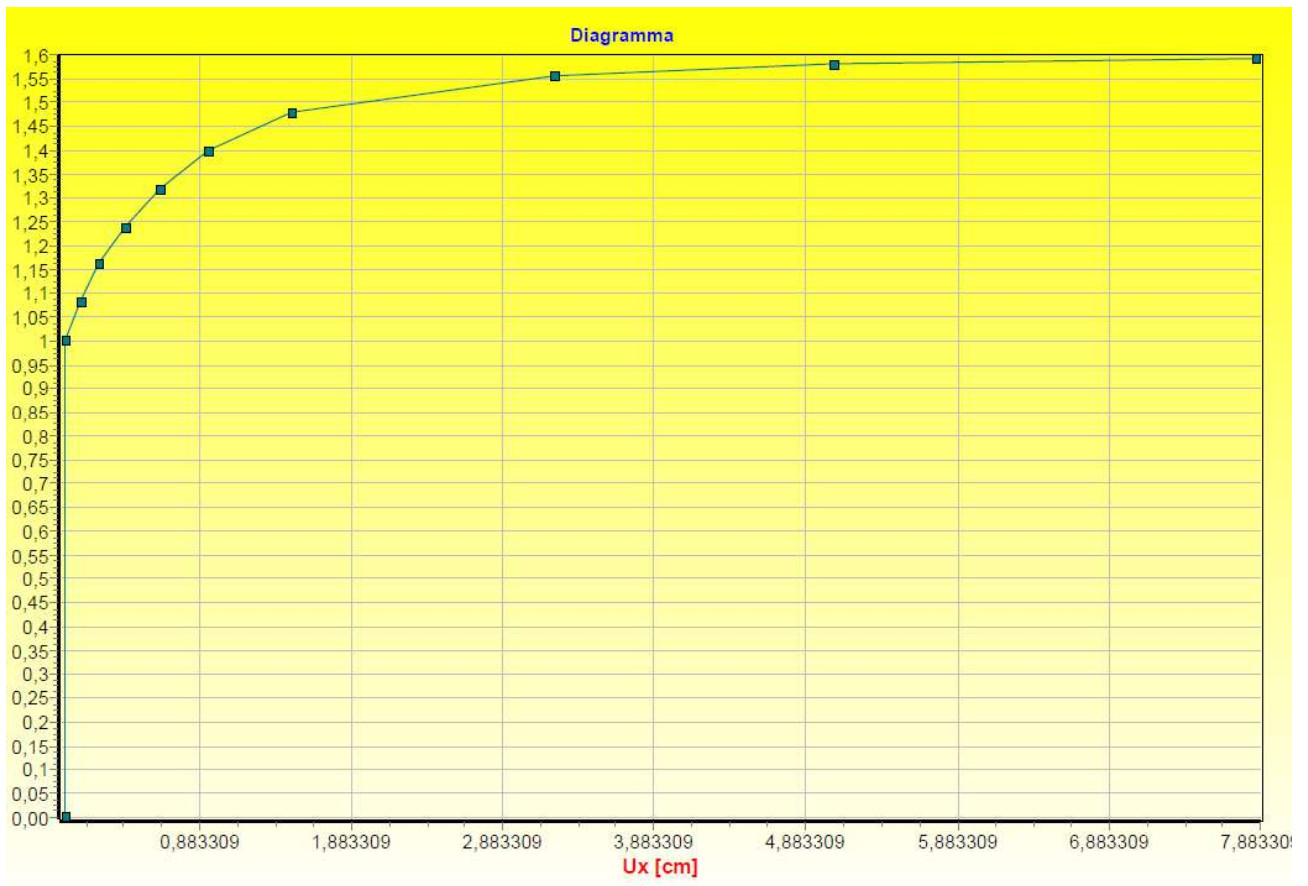
Il diagramma degli spostamenti a collasso viene riportato di seguito (si evince chiaramente la forma della superficie di rottura)



Riportiamo inoltre il flusso degli spostamenti a rottura



Il diagramma riporta variazione dello spostamento all'aumentare del fattore di sicurezza FS



ESEMPIO 6

Riferimenti: Smith & Griffiths 4th edizione pag. 258

Determinazione resistenza passiva

In questo esempio viene affrontato il problema della determinazione della resistenza passiva a tergo di una parete rigida che viene spostata contro il terrapieno costituito da terreno elastoplastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb e legame *associato* ($\phi = \psi$).

La modellazione viene fatta tramite mesh ad elementi quadrangolari ad 8 nodi (Q8) con integrazione 2x2 punti di Gauss (integrazione ridotta). Per simulare lo spostamento della parete contro il terrapieno imponiamo degli spostamenti in direzione orizzontale.

Lo stato di tensione iniziale nel terrapieno è ricavato tramite il fattore di $K0$. Cioè la pressione verticale è data da $\sigma_y = \gamma * z$ mentre le tensioni orizzontali σ_x e σ_z sono ricavate come $\sigma_x = \sigma_z = K0 * \sigma_y$

Le dimensioni del dominio analizzato sono

Larghezza 5 metri

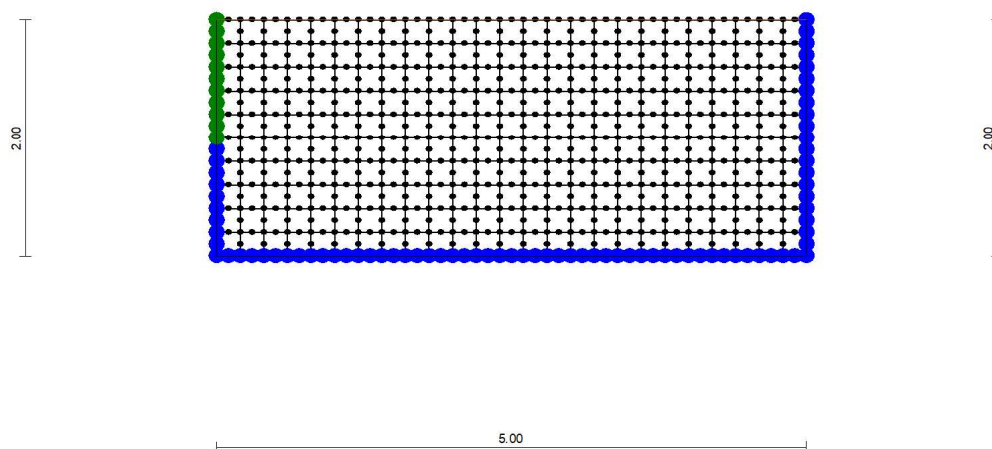
Spessore 2 metri

La parete ha altezza di 1 metro (rappresentata in verde in figura)

Il terreno (omogeneo) ha le seguenti caratteristiche

peso di volume	$\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$
angolo di attrito	$\phi = 30^\circ$
coesione	$c = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$
angolo di dilatanza	$\psi = 30^\circ$
modulo elastico	$E = 1000 \text{ Kg/cm}^2$
modulo di Poisson	$\nu = 0.3$

La mesh utilizzata è riportata di seguito



Il calcolo effettuato con Aztec FEM fornisce come reazioni sulla parete (reazioni vincolari in corrispondenza degli spostamenti imposti) un valore di

$$R=3348 \text{ Kg}$$

Il valore fornito nel testo di riferimento è pari a 3474 Kg

Il valore di riferimento è la spinta passiva di Rankine che nel caso specifico vale ($Kp=3.0$) 3000 Kg.

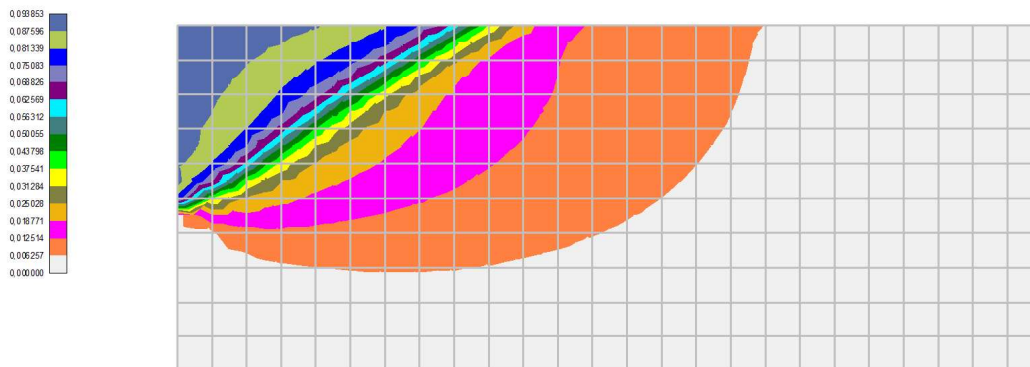
Il valore ottenuto da Aztec FEM è migliore di quello del testo di riferimento avendo utilizzato una mesh di elementi più fitta.

D'altronde se invece di prendere le reazioni vincolari sulla parete integriamo direttamente le tensioni orizzontali σ_x otteniamo i seguenti valori

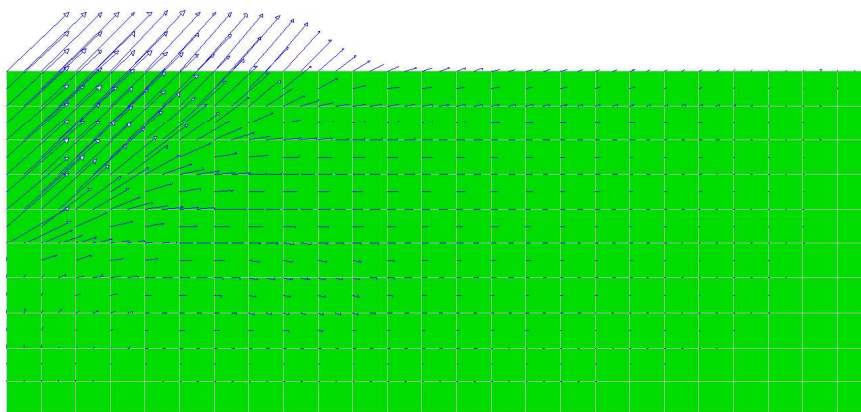
Aztec FEM	$S=3025 \text{ Kg}$
Riferimento	$S=3110 \text{ Kg}$

Valori sensibilmente più vicini al valore teorico di Rankine ($S=3000 \text{ Kg}$).

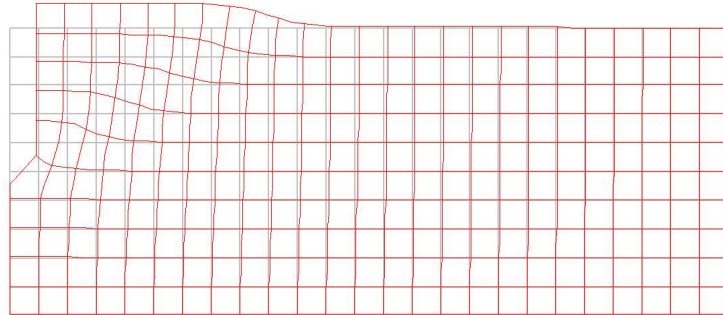
Di seguito viene visualizzata la mappa degli spostamenti totali dal quale si può individuare facilmente il cuneo di rottura passivo (inclinazione circa 30°)



Schema flusso spostamenti



Deformata



Mappa delle deformazioni deviatoriche plastiche

