

PROGETTO OPERE CIVILI E C.S.P.:



86170 Isernia (IS)  
via Libero Testa, 15/A  
tel +39 0865 411 942  
fax +39 0865 234 579  
architetto@melfiprogetti.it  
melficarlo@pec.it

dott.arch. Carlo MELFI



## REGIONE MOLISE



Programma Operativo Regionale - Obiettivo Competitività regionale e Occupazione Fondo Europeo di Sviluppo Regionale - 2007/2013 - Asse III - Attività II.1.1 Razionalizzazione dell'uso delle fonti energetiche - Categoria B



## COMUNE DI ISERNIA

# EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DEL CICLO INTEGRATO DELL'ACQUA: MINI CENTRALE IDROELETTRICA SU ACQUEDOTTO COMUNALE

## PROGETTO ESECUTIVO

Redatto ai sensi del D. Lgs. n°50 del 18.04.16

ALLEGATO

**PROGETTO STRUTTURALE CAMERA INTERRATA:**  
**Validazione dei software utilizzati e giudizio motivato di affidabilità dei risultati**

CODICE ELABORATO

# B.5

SCALA

A TERMINI DI LEGGE QUESTO PROGETTO È DI PROPRIETÀ ESCLUSIVA DELL'ARCH. CARLO MELFI ED È VIETATO RIPRODURLO O COMUNICARNE A TERZI IL CONTENUTO SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE

C.I.G.

DATA

AGOSTO 2019

C.U.P.

INDICE MODIFICHE	ELABORATO		CONTROLLATO		APPROVATO	
	DATA	SIGLA	DATA	SIGLA	DATA	SIGLA
2						
1						
0	1 <sup>a</sup> EMISSIONE	08.19 409	08.19	404	08.19	417
N°	MODIFICHE	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO		

# **Redazione delle relazioni di calcolo strutturale secondo il punto 10.2.1 del N.T.C. 2018.**

## **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 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	MODEST: – <i>Modellatore strutturale per le strutture in c.a., acciaio, legno.</i>
Versione	8.20
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: ISERNIA LON. 14.23924 LAT. 41.60543  
Contenuto tra ID reticolo: 29870 29648 29871 29649

## Pericolosità sismica di base

### Simbologia

TC =Tipo di combinazione di carico

C

SLU = Stato limite ultimo  
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
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  
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
SLO = Stato limite di operatività  
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco  
SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

$T_R$  =Periodo di ritorno <anni>

$A_g$  =Accelerazione orizzontale massima al sito

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

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

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

\*

$S_s$  =Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$C_c$  =Coefficiente funzione della categoria del suolo

$S$  =Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica

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

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

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

TCC	$T_R$	$A_g$ <g>	$F_o$	$F_V$	$T_c^*$	$S_s$	$C_c$	$S$	TC	TB	TD
SLD	50	0.0909	2.38	0.97	0.29	1.20	1.41	1.20	0.41	0.14	1.96
SLV	475	0.2612	2.35	1.62	0.36	1.15	1.35	1.15	0.49	0.16	2.64

- 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

Imp. =Numero dell'impalcato

$L_x$  =Dimensione del piano in dir. X

$L_y$  =Dimensione del piano in dir. Y

$E_x$  =Eccentricità in dir. X

$E_y$  =Eccentricità in dir. Y

$E_a$  =Eccentricità complessiva

Imp.	Lx	Ly	Ex	Ey	Ea
	<m>	<m>	<m>	<m>	<m>
1	6.85	10.45	0.34	0.52	0.62

Dati di progetto

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

Periodo $T_1$	0.29768
Coeff. $\lambda$ SLD	1.00
Coeff. $\lambda$ SLV	1.00
Rapporto di sovraresistenza ( $\alpha_u/\alpha_1$ )	1.30
Valore di riferimento del fattore di comportamento ( $q_0$ )	3.90
Fattore riduttivo ( $K_w$ )	1.00
Fattore riduttivo regolarità in altezza (KR)	1.00
Fattore di comportamento dissipativo (q)	3.90
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: -6.00 <m>
- Altezza della struttura: 6.00 <m>
- Numero piani edificio: 1
- Coefficiente  $\theta$ : 0.00
- Edificio regolare in altezza: Sì
- Edificio regolare in pianta: Sì
- Struttura dissipativa: Sì
- Classe di duttilità: Classe B
- 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

Tipo = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite

CCE

Sic. = Contributo alla sicurezza

F = a favore

S = a sfavore

A = ambigua

Var. = Tipo di variabilità

B = di base

I = indipendente

A = ambigua

s = Coeff. di riduzione (T.A. o S.L. D.M. 96)

Dir. = Direzione del vento

Tipo = Tipologia di pressione vento

M = Massimizzata

E = Esterna

I = Interna

$M_x$  = Moltiplicatore della massa in dir. X

$M_y$  = Moltiplicatore della massa in dir. Y

$M_z$  = Moltiplicatore della massa in dir. Z

$J_{px}$  = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X

$J_{py}$  = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y

$J_{pz}$  = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	Tipo CCE	Sic.	Var.	s	Dir. <grad>	Tipo	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	permanente strutturale	1S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
2	permanente non strutturale	2S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3	accidentale traffico	9S	B	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
4	accidentale	3S	B	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Elenco masse nodi

Simbologia

Nod =Numero del nodo

o

Mx =Massa traslazionale in dir. X

My =Massa traslazionale in dir. Y

Nodo	Mx <kg>	My <kg>												
-905	1659.93	1659.93	-904	54.48	54.48	-903	68.39	68.39	-902	68.39	68.39	-901	68.39	68.39
-900	68.39	68.39	-899	68.39	68.39	-898	68.39	68.39	-897	68.39	68.39	-896	68.39	68.39
-895	68.39	68.39	-894	54.48	54.48	-893	1659.93	1659.93	-892	3279.29	3279.29	-891	3279.29	3279.29
-890	3279.29	3279.29	-889	3279.29	3279.29	-888	3279.29	3279.29	-887	3279.29	3279.29	-886	3279.29	3279.29
-885	3279.29	3279.29	-884	3279.29	3279.29	-883	3279.29	3279.29	-882	3279.29	3279.29	-881	3279.29	3279.29
-880	3279.29	3279.29	-879	3279.29	3279.29	-878	3279.29	3279.29	-877	3279.29	3279.29	-876	3279.29	3279.29
-875	3279.29	3279.29	-874	3279.28	3279.28	-873	3279.28	3279.28	-872	3279.29	3279.29	-871	3279.29	3279.29
-870	3279.29	3279.29	-869	3279.29	3279.29	-868	3279.29	3279.29	-867	3279.29	3279.29	-866	3279.29	3279.29
-865	3279.29	3279.29	-864	3279.28	3279.28	-863	3279.28	3279.28	-862	3279.28	3279.28	-861	3279.28	3279.28
-860	3279.29	3279.29	-859	3279.29	3279.29	-858	3279.29	3279.29	-857	3279.29	3279.29	-856	1659.93	1659.93
-855	54.48	54.48	-854	68.39	68.39	-853	68.39	68.39	-852	68.39	68.39	-851	68.39	68.39
-850	68.39	68.39	-849	68.39	68.39	-848	68.39	68.39	-847	68.39	68.39	-846	68.39	68.39
-845	54.48	54.48	-844	1659.93	1659.93	-843	110.12	110.12	-842	108.96	108.96	-841	136.78	136.78
-840	136.78	136.78	-839	136.78	136.78	-838	136.78	136.78	-837	136.78	136.78	-836	136.78	136.78
-835	136.78	136.78	-834	136.78	136.78	-833	136.78	136.78	-832	108.96	108.96	-831	110.12	110.12
-830	139.10	139.10	-829	139.10	139.10	-828	139.10	139.10	-827	139.10	139.10	-826	139.10	139.10
-825	139.10	139.10	-824	139.10	139.10	-823	139.10	139.10	-822	139.10	139.10	-821	139.10	139.10
-820	139.10	139.10	-819	139.10	139.10	-818	139.10	139.10	-817	139.10	139.10	-816	139.10	139.10
-815	139.10	139.10	-814	139.10	139.10	-813	139.10	139.10	-812	139.10	139.10	-811	139.10	139.10
-810	139.10	139.10	-809	139.10	139.10	-808	139.10	139.10	-807	139.10	139.10	-806	139.10	139.10
-805	139.10	139.10	-804	139.10	139.10	-803	139.10	139.10	-802	139.10	139.10	-801	139.10	139.10
-800	139.10	139.10	-799	139.10	139.10	-798	139.10	139.10	-797	139.10	139.10	-796	139.10	139.10
-795	139.10	139.10	-794	110.12	110.12	-793	108.96	108.96	-792	136.78	136.78	-791	136.78	136.78
-790	136.78	136.78	-789	136.78	136.78	-788	136.78	136.78	-787	136.78	136.78	-786	136.78	136.78
-785	136.78	136.78	-784	136.78	136.78	-783	108.96	108.96	-782	110.12	110.12	-781	110.12	110.12
-780	108.96	108.96	-779	136.78	136.78	-778	136.78	136.78	-777	136.78	136.78	-776	136.78	136.78
-775	136.78	136.78	-774	136.78	136.78	-773	136.78	136.78	-772	136.78	136.78	-771	136.78	136.78
-770	108.96	108.96	-769	110.12	110.12	-768	139.10	139.10	-767	139.10	139.10	-766	139.10	139.10
-765	139.10	139.10	-764	139.10	139.10	-763	139.10	139.10	-762	139.10	139.10	-761	139.10	139.10
-760	139.10	139.10	-759	139.10	139.10	-758	139.10	139.10	-757	139.10	139.10	-756	139.10	139.10
-755	139.10	139.10	-754	139.10	139.10	-753	139.10	139.10	-752	139.10	139.10	-751	139.10	139.10
-750	139.10	139.10	-749	139.10	139.10	-748	139.10	139.10	-747	139.10	139.10	-746	139.10	139.10
-745	139.10	139.10	-744	139.10	139.10	-743	139.10	139.10	-742	139.10	139.10	-741	139.10	139.10
-740	139.10	139.10	-739	139.10	139.10	-738	139.10	139.10	-737	139.10	139.10	-736	139.10	139.10
-735	139.10	139.10	-734	139.10	139.10	-733	139.10	139.10	-732	110.12	110.12	-731	108.96	108.96
-730	136.78	136.78	-729	136.78	136.78	-728	136.78	136.78	-727	136.78	136.78	-726	136.78	136.78
-725	136.78	136.78	-724	136.78	136.78	-723	136.78	136.78	-722	136.78	136.78	-721	108.96	108.96
-720	110.12	110.12	-719	110.12	110.12	-718	108.96	108.96	-717	136.78	136.78	-716	136.78	136.78
-715	136.78	136.78	-714	136.78	136.78	-713	136.78	136.78	-712	136.78	136.78	-711	136.78	136.78
-710	136.78	136.78	-709	136.78	136.78	-708	108.96	108.96	-707	110.12	110.12	-706	139.10	139.10
-705	139.10	139.10	-704	139.10	139.10	-703	139.10	139.10	-702	139.10	139.10	-701	139.10	139.10
-700	139.10	139.10	-699	139.10	139.10	-698	139.10	139.10	-697	139.10	139.10	-696	139.10	139.10
-695	139.10	139.10	-694	139.10	139.10	-693	139.10	139.10	-692	139.10	139.10	-691	139.10	139.10
-690	139.10	139.10	-689	139.10	139.10	-688	139.10	139.10	-687	139.10	139.10	-686	139.10	139.10
-685	139.10	139.10	-684	139.10	139.10	-683	139.10	139.10	-682	139.10	139.10	-681	139.10	139.10
-680	139.10	139.10	-679	139.10	139.10	-678	139.10	139.10	-677	139.10	139.10	-676	139.10	139.10
-675	139.10	139.10	-674	139.10	139.10	-673	139.10	139.10	-672	139.10	139.10	-671	139.10	139.10
-670	110.12	110.12	-669	108.96	108.96	-668	136.78	136.78	-667	136.78	136.78	-666	136.78	136.78
-665	136.78	136.78	-664	136.78	136.78	-663	136.78	136.78	-662	136.78	136.78	-661	136.78	136.78
-660	136.78	136.78	-659	108.96	108.96	-658	110.12	110.12	-657	110.12	110.12	-656	108.96	108.96
-655	136.78	136.78	-654	136.78	136.78	-653	136.78	136.78	-652	136.78	136.78	-651	136.78	136.78



-15	37.31	0.00	-14	37.31	0.00	-13	37.31	0.00	-12	37.31	0.00	-11	37.31	0.00
-10	37.31	0.00	-9	37.31	0.00	-8	37.31	0.00	-7	37.31	0.00	-6	37.31	0.00
-5	37.31	0.00	-4	37.31	0.00	-3	37.31	0.00	-2	37.31	0.00	-1	37.31	0.00
201	160.85	160.85	202	174.62	174.62	203	175.38	175.38	204	174.62	174.62	205	174.62	174.62
206	174.62	174.62	207	267.12	267.12	208	264.98	264.98	209	249.54	249.54	210	251.68	251.68
211	174.62	174.62	212	174.62	174.62	213	174.62	174.62	214	174.62	174.62	215	173.85	173.85
216	174.62	174.62	217	161.62	161.62	218	173.85	173.85	219	174.62	174.62	220	171.56	171.56
221	174.62	174.62	222	171.56	171.56	223	174.62	174.62	224	170.03	170.03	225	174.62	174.62
226	170.03	170.03	227	174.62	174.62	228	171.56	171.56	229	174.62	174.62	230	171.56	171.56
231	174.62	174.62	232	170.03	170.03	233	170.03	170.03	234	174.62	174.62	235	171.56	171.56
236	174.62	174.62	237	171.56	171.56	238	174.62	174.62	239	170.03	170.03	240	174.62	174.62
241	170.03	170.03	242	174.62	174.62	243	171.56	171.56	244	174.62	174.62	245	171.56	171.56
246	174.62	174.62	247	170.03	170.03	248	174.62	174.62	249	170.03	170.03	250	174.62	174.62
251	171.56	171.56	252	174.62	174.62	253	171.56	171.56	254	174.62	174.62	255	170.03	170.03
256	174.62	174.62	257	170.03	170.03	258	174.62	174.62	259	171.56	171.56	260	174.62	174.62
261	171.56	171.56	262	174.62	174.62	263	170.03	170.03	264	174.62	174.62	265	170.03	170.03
266	174.62	174.62	267	171.56	171.56	268	174.62	174.62	269	171.56	171.56	270	174.62	174.62
271	170.03	170.03	272	174.62	174.62	273	217.43	217.43	274	174.62	174.62	275	183.03	183.03
276	222.78	222.78	277	182.26	182.26	278	174.62	174.62	279	175.38	175.38	280	174.62	174.62
281	174.62	174.62	282	174.62	174.62	283	267.12	267.12	284	264.98	264.98	285	290.82	290.82
286	292.96	292.96	287	174.62	174.62	288	174.62	174.62	289	174.62	174.62	290	181.50	181.50
291	183.79	183.79												

Totali masse nodi

Mx <kg>	My <kg>
186913.00	191844.00

Elenco modi di vibrare, masse partecipanti e coefficienti di partecipazione

Simbologia

Modo = Numero del modo di vibrare

C = \* indica che il modo è stato considerato

T = Periodo

Diff. = Minima differenza percentuale dagli altri periodi

$\Phi_x$  = Coefficiente di partecipazione in dir. X

$\Phi_y$  = Coefficiente di partecipazione in dir. Y

$\Phi_z$  = Coefficiente di partecipazione in dir. Z

%Mx = Percentuale massa partecipante in dir. X

%My = Percentuale massa partecipante in dir. Y

%Mz = Percentuale massa partecipante in dir. Z

%Jpz = Percentuale momento d'inerzia polare partecipante intorno all'asse Z

Modo	C	T	Diff.	$\Phi_x$	$\Phi_y$	$\Phi_z$	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
1*		0.30	5.12	0.43	-49.14	0.00	0.00	12.59	0.00	0.00
2		0.28	4.96	-9.32	-2.59	0.00	0.46	0.04	0.00	0.00
3*		0.27	4.96	-44.24	0.06	0.00	10.47	0.00	0.00	0.00
Tot.cons.							10.47	12.59	0.00	0.00

Materiali

Calcestruzzo

Tipo di calcestruzzo: C25/30

Rck calcestruzzo (Rck calcestruzzo) <daN/cm<sup>2</sup>>: 300.00

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo (Fck) <daN/cm<sup>2</sup>>: 249.00

Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (Fctk) <daN/cm<sup>2</sup>>: 17.91

$\alpha_{cc}$ : 0.85

$\gamma_c$ : 1.50

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo (Fcd) <daN/cm<sup>2</sup>>: 141.10

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo (Fctd) <daN/cm<sup>2</sup>>: 11.94

## Acciaio

Tipo di acciaio: B450C

Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio ( $F_{yk}$ ) <daN/cm<sup>2</sup>>: 4500.00

$\gamma_s$ : 1.15

Resistenza di calcolo dell'acciaio ( $F_{yd}$ ) <daN/cm<sup>2</sup>>: 3913.04

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.

## Carichi

### Simbologia

Imp. = Numero dell'impalcato

Quota = Quota impalcato

Ts = Numero del tipo solaio

Com = Commento

m.

$M_{qTot}$  = Area solai

$Q_{ps}$  = Carico permanente strutturale

CCE = Numero della condizione di carico elementare

$Q_{pn}$  = Carico permanente non strutturale

QA = Primo carico accidentale

QA2 = Secondo carico accidentale

QA3 = Terzo carico accidentale

Imp.	Quota <m>	Ts	Comm.	Mq <sub>Tot</sub> <mq>	Qps <daN/mq>	CC E	Qpn <daN/mq>	CC E	QA <daN/mq>	CC E	QA2 <daN/mq>	CC E	QA3 <daN/mq>	CC E
0	0.00	1	solaio alveolare prefabbricato	52.25	540.00	1	1000.00	2	2500.00	3	--	--	--	--

Spostamenti massimi d'impalcato

Simbologia

Imp. =Numero dell'impalcato

TCC =Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

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

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

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

Nod =Numero del nodo

o

Sx =Spostamento in dir. X

CC =Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Sy =Spostamento in dir. Y

Imp.	TCC	Nodo	Sx <cm>	CC	Nodo	Sy <cm>	CC
1	SLD	191	0.02012	2	117	0.01213	6
1	SLV	191	0.07286	1	117	0.03114	5

Minimo coefficiente di sicurezza

Simbologia

Elem. =Elemento

CC =Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

TCC =Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

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

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

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 = Connessioni

Sic. =Sicurezza

Tabella elementi e minimo coefficiente di sicurezza

Elem.	CC	TCC	TV	Sic.
Travata n. 201	1	SND	PRFL	1.01
Travata n. 203	5	SND	TAG	1.76
Nucleo n. 5	17	SLU	PRFL	4.92
Nucleo n. 2	1	SLV	TAG	>100.0
Platea a quota -2.32	17	SLU	PRFL	1.21
Asta in acciaio n. 91	5	SLV	PRFL	4.91
Asta in acciaio n. 80	5	SLV	TAG	32.44
Asta in acciaio n. 17	1	SLV	STAB	5.72

Minimo coefficiente di sicurezza:1.2

### **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 PROGRAMMA DI CALCOLO  
MODEST vers. 8.20**



## 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

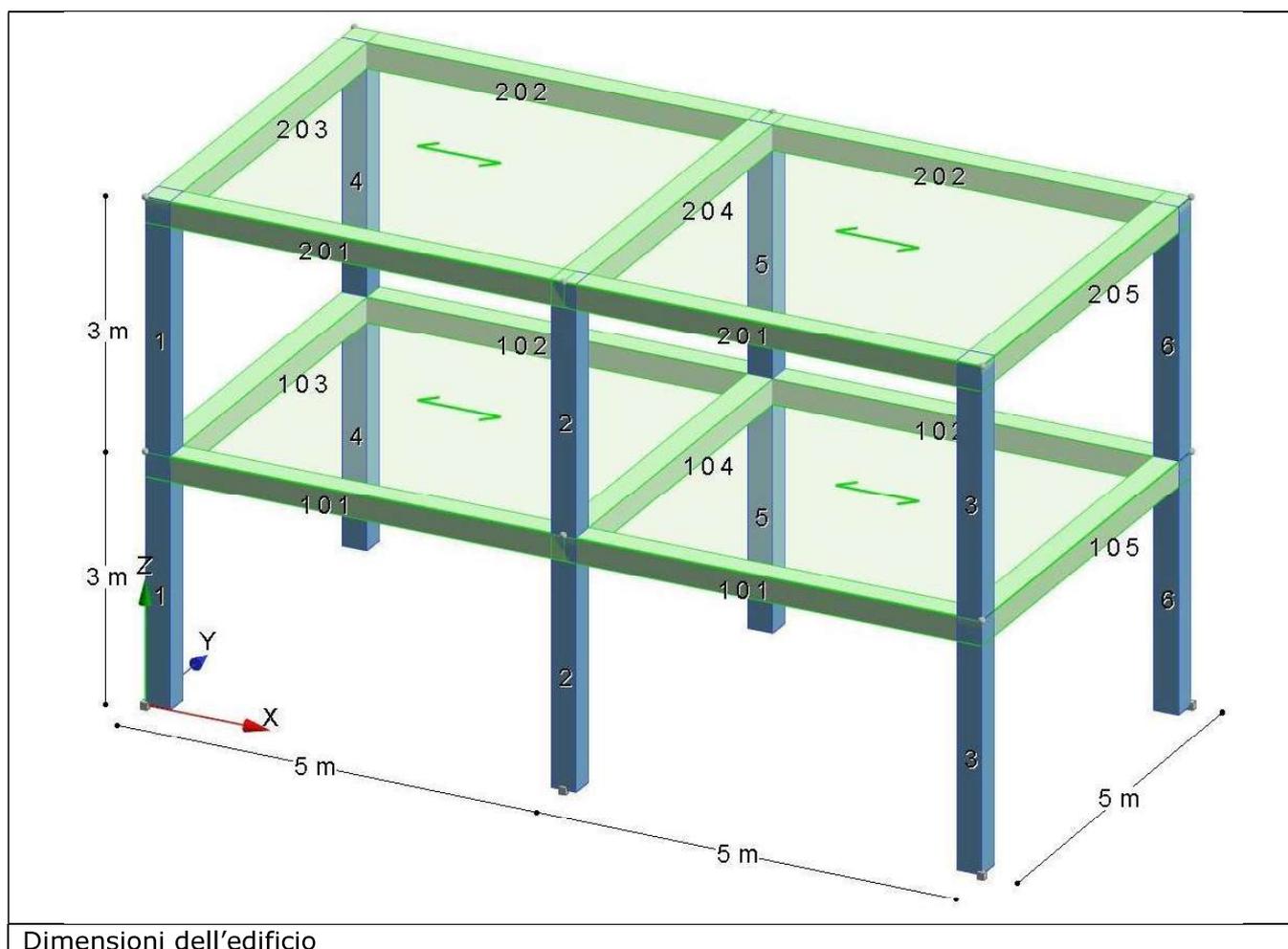
[www.tecnisoft.it](http://www.tecnisoft.it)

# 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  $3.50 \text{ kN/m}^2$  e un carico permanente non strutturale pari a  $1.50 \text{ kN/m}^2$ . Il sovraccarico agente sul primo impalcato è pari a  $2.00 \text{ kN/m}^2$ , 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  $1.00 \text{ kN/m}^2$ , 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  $10.00 \text{ kN/m}$  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 <sub>1</sub>	71279.31 kg	71279.30 kg
MS <sub>2</sub>	35575.94 kg	35575.90 kg
c <sub>1</sub>	0.5004	0.5004
c <sub>2</sub>	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<sub>x</sub>:

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

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

SLV<sub>y</sub>:

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

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

SND<sub>x</sub>:

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

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

SND<sub>y</sub>:

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

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

SLD<sub>x</sub>:

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

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

SLD<sub>y</sub>:

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

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

**Risultati:**

SLV <sub>x</sub>	Valore teorico	ModeSt
F <sub>1</sub>	35.362 kN	35.355 kN
F <sub>2</sub>	35.306 kN	35.292 kN

SLV <sub>y</sub>	Valore teorico	ModeSt
F <sub>1</sub>	36.886 kN	36.879 kN
F <sub>2</sub>	36.827 kN	36.813 kN

SND <sub>x</sub>	Valore teorico	ModeSt
F <sub>1</sub>	91.942 kN	91.923 kN
F <sub>2</sub>	91.795 kN	91.759 kN

SND <sub>y</sub>	Valore teorico	ModeSt
F <sub>1</sub>	88.528 kN	88.510 kN
F <sub>2</sub>	88.386 kN	88.325 kN

SLD <sub>x</sub>	Valore teorico	ModeSt
F <sub>1</sub>	37.265 kN	37.225 kN
F <sub>2</sub>	37.205 kN	37.158 kN

SLD <sub>y</sub>	Valore teorico	ModeSt
F <sub>1</sub>	35.881 kN	35.843 kN
F <sub>2</sub>	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  $2\phi 18 + 1\phi 14$  ( $A_f = A_f' = 662.88$  mm<sup>2</sup>); 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/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_{cu} = 3.5\%$ ), 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/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_{yd} = 1.82\%$ ) 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  $\theta$  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  $\varnothing 8/6$  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  $\varnothing 8/20$  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 <sup>2</sup>	9.21 N/mm <sup>2</sup>
$ \sigma_s $	262.93 N/mm <sup>2</sup>	262.96 N/mm <sup>2</sup>
$ \sigma_s' $	76.40 N/mm <sup>2</sup>	76.41 N/mm <sup>2</sup>

Mentre per gli SLE Q risulta:

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

#### Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_c$	8.15 N/mm <sup>2</sup>	8.15 N/mm <sup>2</sup>

## 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  $\epsilon_{sm}$  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;  $\rho_r$  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/mm<sup>2</sup> è l'elasticità dell'acciaio;  $\beta_1 = 1.0$ ;  $\beta_2 = 0.5$ ;  $\sigma_s$  e  $\sigma_{sr}$  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:

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

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

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

**Risultati:**

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

Mentre per gli SLE Q risulta:

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

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

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

**Risultati:**

	Valore teorico	ModeSt
$s_{rm}$	144.33 mm	146.55 mm
$\epsilon_{sm}$	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  $3\phi 18 + 2\phi 14$  ( $A_f = 1071.28$  mm<sup>2</sup>), quella inferiore da  $2\phi 18 + 1\phi 14$  ( $A_{f'} = 662.88$  mm<sup>2</sup>); sono posizionate staffe  $\phi 8/20$ .

## Caratteristiche dei materiali:

Calcestruzzo C25/30 ( $f_{ck} = 24.9$  N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$ ), 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/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_{yd} = 1.82\text{‰}$ ) 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
$\alpha_y$	7.67	7.68
My ver. i	-13.81 kNm	-13.79 kNm
My ver. s	+47.41 kNm	+47.43 kNm
$\alpha_z$	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 mm<sup>2</sup>) 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 <sup>2</sup>	8222.28 kN/m <sup>2</sup>
$R_{fni}$	4856.53 kN/m <sup>2</sup>	4768.27 kN/m <sup>2</sup>

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:

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

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

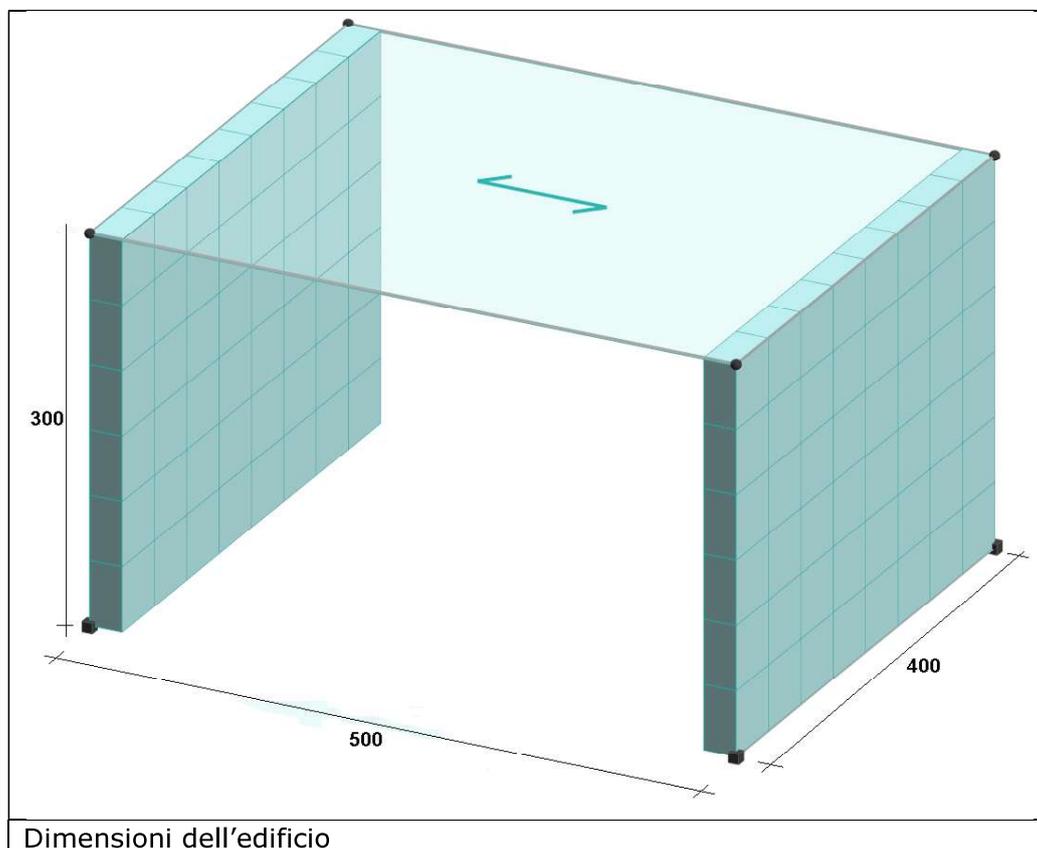
**Risultati:**

	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  $300 \text{ daN/m}^2$ , carico permanente non strutturale pari a  $200 \text{ daN/m}^2$  e carico accidentale pari a  $200 \text{ daN/m}^2$  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 ( $\sigma_0$ ), 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
$\delta_u$	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	$\gamma$	=	20	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico del terreno saturo	$\gamma_{\text{sat}}$	=	21	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito efficace	$\phi$	=	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  $\gamma_M$  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  $\gamma_A$ .

**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:

$$\begin{aligned}N &= R_z = +355.39 \text{ kN} \\T_x &= R_x = 0.00 \text{ kN} \\T_y &= R_y = +22.40 \text{ kN} \\M_x &= M_x - H \cdot (R_y) = -21.85 - 0.5 \cdot (+22.93) = -33.04 \text{ daNm} \\M_y &= M_y + H \cdot (R_x) = 0.00 + 0.5 \cdot (0.00) = 0.00 \text{ kN}\end{aligned}$$

Le dimensioni della fondazione reagente risultano:

$$\begin{aligned}B' &= \min\{B - 2 \cdot |M_x|/N ; L - 2 \cdot |M_y|/N\} \\L' &= \max\{B - 2 \cdot |M_x|/N ; L - 2 \cdot |M_y|/N\} \\B' &= \min\{1.5 - 2 \cdot 33.04/355.39 ; 1.5 - 2 \cdot 0.00/355.39\} = 1.31 \text{ m} \\L' &= \max\{1.5 - 2 \cdot 33.04/355.39 ; 1.5 - 2 \cdot 0.00/355.39\} = 1.50 \text{ m}\end{aligned}$$

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  $\gamma_r$  risulta pari a:

$$\begin{aligned}\gamma_r &= [\gamma \cdot (z_f - D) + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot (z_i - (z_f - D))]/z_i \\ \gamma_r &= [20 \cdot 0.5 + (21 - 10) \cdot (1.3 - 0.5)]/1.3 = 14.46 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

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:

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

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

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

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

### 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 zone di spinta attiva  $\rho_{ae}$  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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 ( $\Delta H$ ) 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 <sup>3</sup>	17265.20 kN/m <sup>3</sup>

# 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	$\gamma$	=	20	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico del terreno saturo	$\gamma_{sat}$	=	21	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito efficace	$\phi$	=	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  $\gamma_M$  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  $\gamma_A$ .

**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  $\tau_s$  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:

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

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

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  $\tau_s$  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  $\sigma_{v0}$ , 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  $\varepsilon_v$  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 <sup>3</sup>	8000 kN/m <sup>3</sup>
$k_p$	54350 kN/m <sup>3</sup>	54325 kN/m <sup>3</sup>
$K_h$	80000 kN/m <sup>3</sup>	80000 kN/m <sup>3</sup>

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/mm<sup>2</sup> = 23.5 kN/cm<sup>2</sup> Tensione di snervamento;

$f_{tk} = 360$  N/mm<sup>2</sup> = 36.0 kN/cm<sup>2</sup> Tensione di rottura.

$E = 21000.0$  kN/cm<sup>2</sup> Modulo elastico.

$G = 8076.9$  kN/cm<sup>2</sup> Modulo elastico tangenziale.

$\rho = 78.5$  kN/m<sup>3</sup> Densità.

La sezione del profilato HEA200 ha i seguenti parametri statici:

Area = 52.98 cm<sup>2</sup> Area della sezione;

$A_{net} = 42.39$  cm<sup>2</sup> Area netta per compressione ( $A_{net} = 0.8 \cdot Area$ );

$A_{eff} = 42.39$  cm<sup>2</sup> Area effettiva per trazione ( $A_{eff} = 0.8 \cdot Area$ );

$J_y = 3671.80$  cm<sup>4</sup> Momento d'inerzia rispetto all'asse Y;

$J_z = 1335.33$  cm<sup>4</sup> 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;

$W_{ymin} = 386.51$  cm<sup>3</sup> Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Y;

$W_{zmin} = 133.53$  cm<sup>3</sup> Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Z;

$W_{y,plas} = 427.91$  cm<sup>3</sup> Modulo di resistenza plastico intorno all'asse y;

$W_{z,plas} = 203.73$  cm<sup>3</sup> Modulo di resistenza plastico intorno all'asse z;

$A_{tag,y} = 44.94$  cm<sup>2</sup> Area resistente a taglio in direz y;

$A_{tag,z} = 17.18$  cm<sup>2</sup> Area resistente a taglio in direz y;

$J_\omega = 108000.00$  cm<sup>6</sup> Costante di ingobbamento;

$J_t = 17.90$  cm<sup>4</sup> 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:

$$K_{yy} = \alpha_{my} \cdot (1 + \alpha_y \cdot b_y)$$

$$a_y = \min\{0.80 ; \lambda_y^* - 0.2\} = \min\{0.80 ; 0.64 - 0.2\} = 0.44$$

$$b_y = N_{Ed}/N_{zb,Rd} = 250.0/972.3 = 0.26$$

$$K_{yy} = \alpha_{my} \cdot (1 + a_y \cdot b_y) = 0.95 \cdot (1 + 0.44 \cdot 0.26) = 1.06$$

$$K_{zy} = 0.6 \cdot K_{yy} = 0.6 \cdot 1.06 = 0.63$$

$$K_{zz} = \alpha_{mz} \cdot (1 + a_z \cdot b_z)$$

$$a_z = \min\{1.40 ; 2 \cdot \lambda_z^* - 0.6\} = \min\{1.40 ; 2 \cdot 1.06 - 0.6\} = 1.40$$

$$b_z = N_{Ed}/N_{yb,Rd} = 250.0/604.7 = 0.42$$

$$K_{zz} = \alpha_{mz} \cdot (1 + a_z \cdot b_z) = 0.95 \cdot (1 + 1.4 \cdot 0.42) = 1.50$$

$$K_{yz} = 0.6 \cdot K_{zz} = 0.6 \cdot 1.06 = 0.90$$

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 rigidezza 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 rigidezza 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  $K_{\text{CLT}}$

$K_{\text{CLT}} = \sum[J_j E_{0,05j}] + \sum[A_j a_j^2 E_{0,05j}] + \sum[J_k E_{90,05k}] + \sum[A_k a_k^2 E_{90,05k}] = 1095.39 \text{ kNm}^2$ ;

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 <sup>2</sup>	757.58 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{m,y,0,d} + \sigma_{m,z,0,d}$	5705.91 kN/m <sup>2</sup>	5705.94 kN/m <sup>2</sup>
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 <sup>2</sup>	757.58 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{m,y,0,d} + \sigma_{m,z,0,d}$	11609.74 kN/m <sup>2</sup>	11610.70 kN/m <sup>2</sup>
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:

$$\tau_{v,d} = 199.22 \text{ kPa}$$

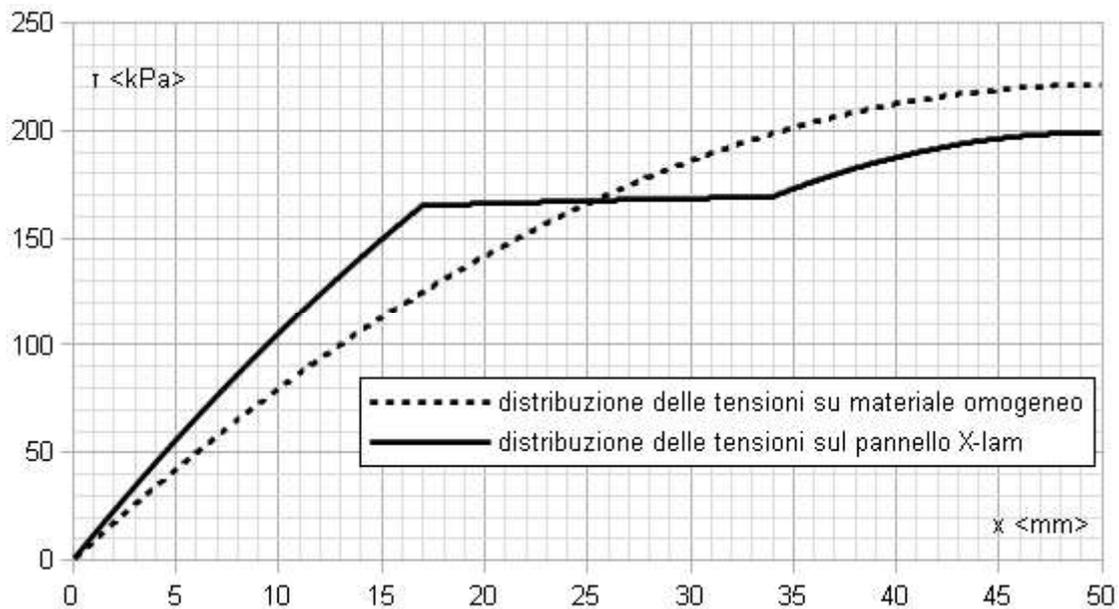
$$\tau_{r,d} = 169.25 \text{ kPa} ,$$

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 <sup>2</sup>	197.95 kN/m <sup>2</sup>
Sic.	9.20	9.26
$\tau_{r,d}$	169.25 kN/m <sup>2</sup>	167.55 kN/m <sup>2</sup>
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 <sup>2</sup>	1470.59 kN/m <sup>2</sup>
Sic.	1.25	1.25
$\tau_{t,d}$	250.00 kN/m <sup>2</sup>	250.00 kN/m <sup>2</sup>
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  $\alpha^2$  attraverso la seguente relazione:

$$\delta T / \delta t = \alpha^2 \cdot \delta^2 T$$

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  $\Delta x$  e  $\Delta y$ , che del tempo  $(t)$  in intervalli costanti  $\Delta t$ . Discretizzando rispetto al tempo la temperatura  $T$  è espressa dalla seguente relazione:

$$T_{(x,y,t+\Delta t)} = T_{(x,y,t)} + \Delta t \cdot \alpha^2_{(x,y,T)} \cdot \delta^2 T$$

Discretizzando rispetto allo spazio risulta:

$$\delta^2 T = (T_{(x+\Delta x,y,t)} - 2 \cdot T_{(x,y,t)} + T_{(x-\Delta x,y,t)}) / \Delta x^2 + (T_{(x,y+\Delta y,t)} - 2 \cdot T_{(x,y,t)} + T_{(x,y-\Delta y,t)}) / \Delta y^2$$

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 <sup>3</sup>

Analogamente, dal flusso di calore netto  $h_{\text{net}}$  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  $h_{\text{net}}$  viene trasmesso per convezione  $h_{\text{net,c}}$  ed irraggiamento  $h_{\text{net,r}}$ , ed è dato dalle seguenti relazioni:

$$h_{\text{net}} = h_{\text{net,c}} + h_{\text{net,r}}$$

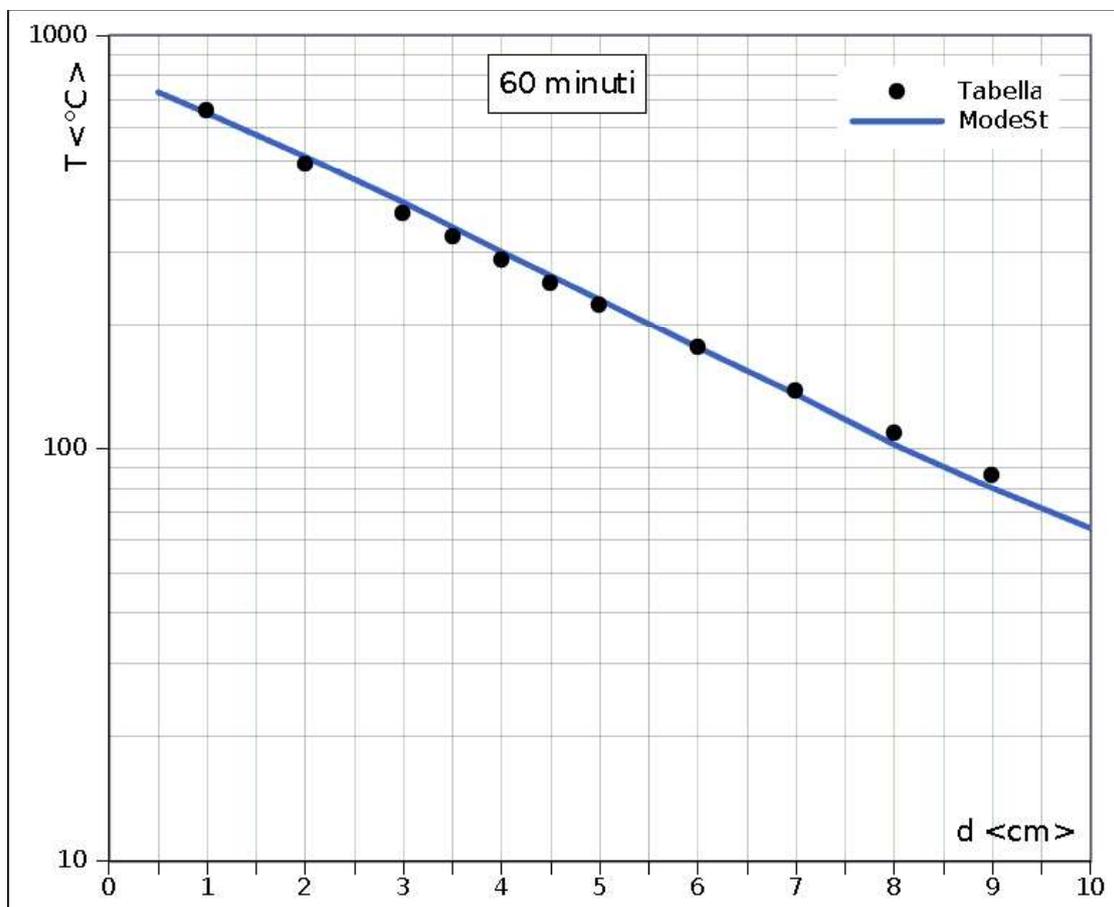
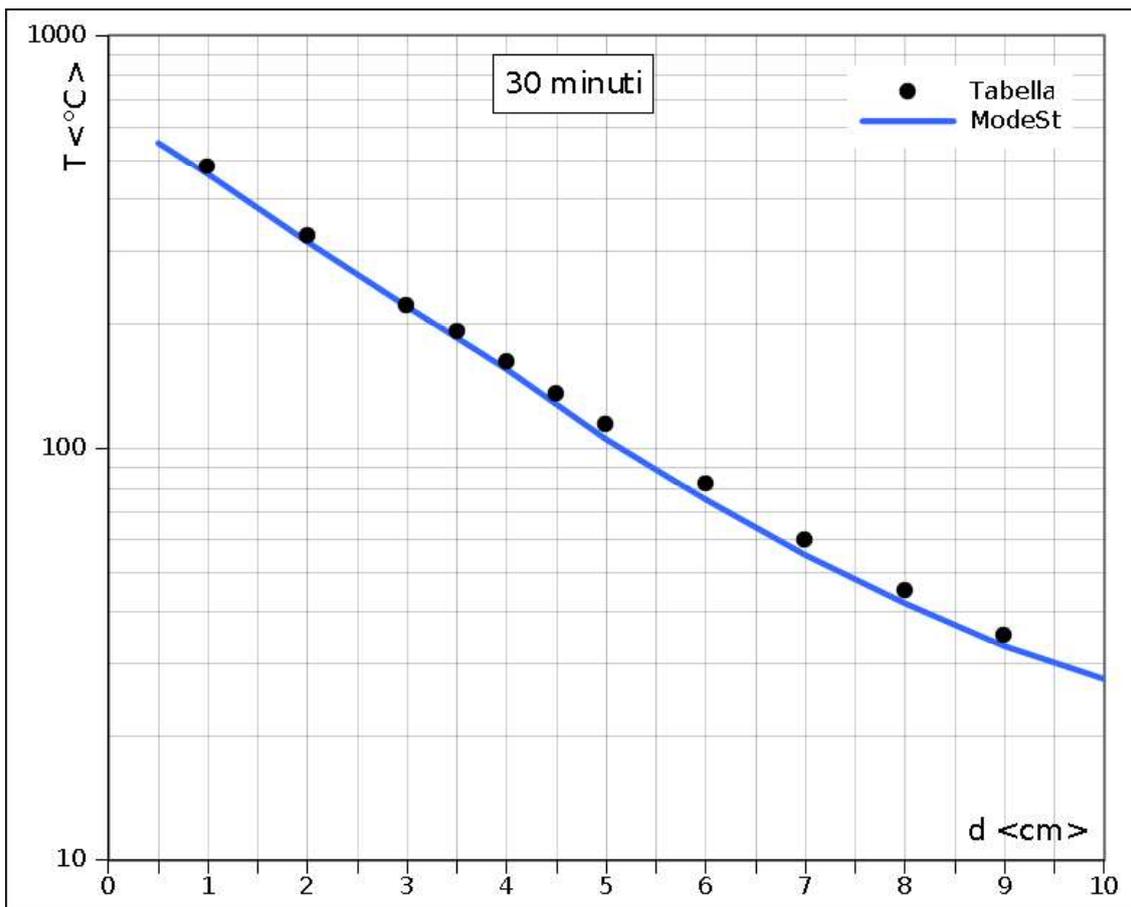
$$h_{\text{net,c}} = \alpha_{c(x,y)} \cdot (T_{g(x,y,t)} - T_{(x,y,t)})$$

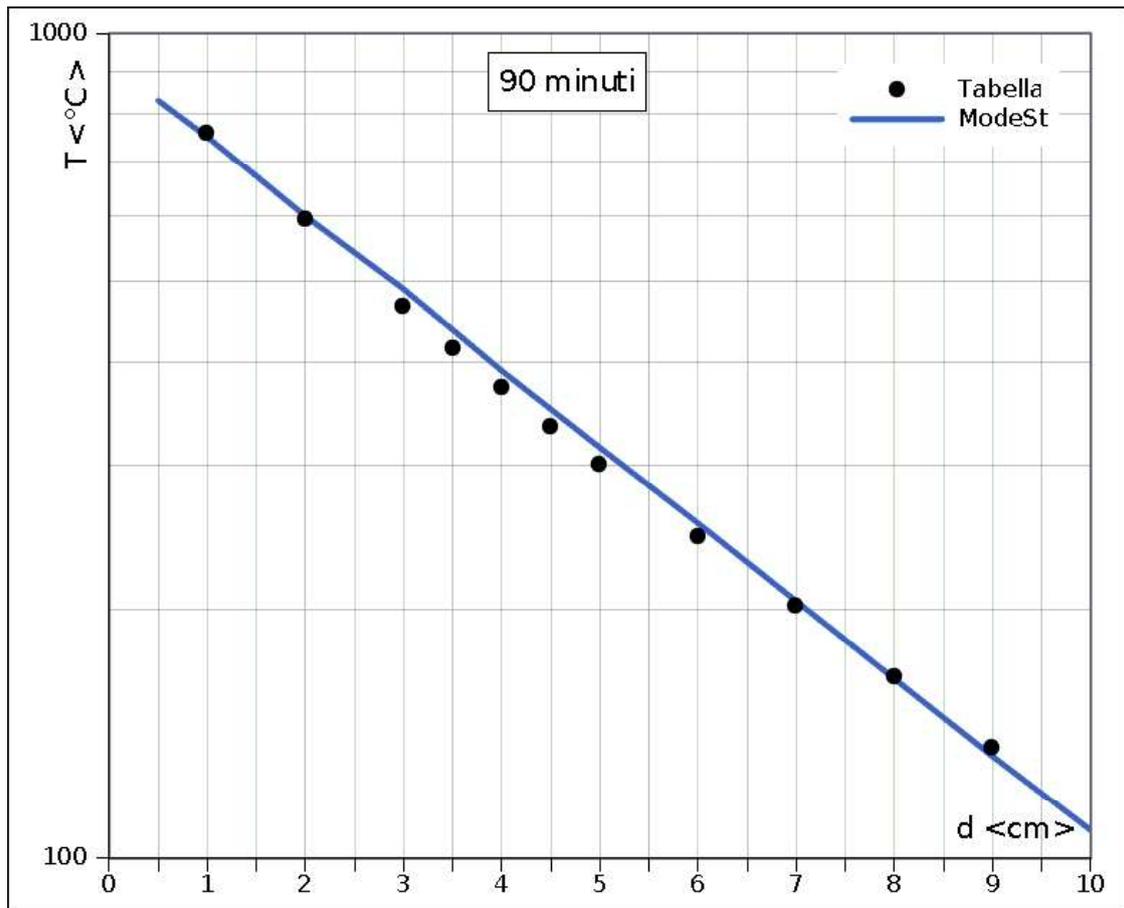
$$h_{\text{net,r}} = \psi_{(x,y)} \cdot \epsilon_{m(x,y)} \cdot \epsilon_{f(x,y)} \cdot \sigma_{(x,y)} \cdot ((T_{g(x,y,t)} + 273)^4 - (T_{(x,y,t)} + 273)^4)$$

In cui le caratteristiche della superficie hanno il seguente significato:

$\alpha_{c(x,y)}$	coefficiente di convezione	W/(m <sup>2</sup> ·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 <sup>2</sup> ·K <sup>4</sup> )

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 $\varnothing$ 20 ( $A_f=22\text{cm}^2$ ), mentre all'estradosso non è presente; sono posizionate staffe  $\varnothing$ 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/mm<sup>2</sup>), Acciaio B450C ( $f_{yk} = 450$  N/mm<sup>2</sup>). 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  $\sigma_c - \varepsilon_c$  negli intervalli  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1,\theta}$  ed  $\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu,\theta}$ , risulta:  $\sigma_c = f_{c,\theta} \cdot \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,\theta}$  per  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1,\theta}$ ;  $\sigma_c = f_{c,\theta} \cdot (\varepsilon_{cu,\theta} - \varepsilon_c) / (\varepsilon_{cu,\theta} - \varepsilon_{c1,\theta})$  per  $\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu,\theta}$ ;  $\sigma_c = 0$  per  $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu,\theta}$ . I valori di  $f_{c,\theta}$ ,  $\varepsilon_{c1,\theta}$  e  $\varepsilon_{cu,\theta}$  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  $\varepsilon_{sy,\theta} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st,\theta}$ .

Se il limite ultimo avviene per  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$  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:  $\varepsilon_s = \varepsilon_{cu,\theta} \cdot (d - x) / x$ , e dato  $x_1 = x \cdot \varepsilon_{c1,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta}$  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  $\varepsilon_s = \varepsilon_{st,\theta}$  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:  $\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{st,\theta} \cdot x / (d - x)$ , ipotizzando a priori e verificando a posteriori che  $\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{cu,\theta}$  si calcola  $f_{cm} = f_{c,\theta} \cdot (\varepsilon_{cu,\theta} - \varepsilon_{cm}) / (\varepsilon_{cu,\theta} - \varepsilon_{c1,\theta})$ , e dato  $x_1 = x \cdot \varepsilon_{c1,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta}$  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/mm<sup>2</sup>;  $f_{c,\theta} = 29.05$  N/mm<sup>2</sup>;  $\varepsilon_{c1,\theta} = 2.50$ ‰;  $\varepsilon_{cu,\theta} = 20.00$ ‰.

Imponendo all'estradosso  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$  si ottiene:

$$x = 68.13 \text{ mm} ; x/d = 0.2725$$

$$\varepsilon_s = 53.39 \text{ ‰}$$

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
$\varepsilon_{cm}$	20.00 ‰	20.00 ‰
$\varepsilon_s$	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:  $f_{sy,\theta} = 304.41 \text{ N/mm}^2$ ;  $f_{c,\theta} = 29.05 \text{ N/mm}^2$ ;  $\varepsilon_{c1,\theta} = 2.65 ‰$ ;  $\varepsilon_{cu,\theta} = 20.25 ‰$ .

Imponendo all'estradosso  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$  si ottiene:

$$\begin{aligned} x &= 46.09 \text{ mm} & ; & & x/d &= 0.1844 \\ \varepsilon_s &= 89.59 ‰ \end{aligned}$$

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
$\varepsilon_{cm}$	20.25 ‰	20.17 ‰
$\varepsilon_s$	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
$\varepsilon_{cm}$	9.61 ‰	9.38 ‰
$\varepsilon_s$	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
$\varepsilon_{cm}$	4.26 ‰	5.24 ‰
$\varepsilon_s$	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/m<sup>3</sup> (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  $\leq 1000$  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 <sup>2</sup>	4104 kN/m <sup>2</sup>
$f_{c,0,d}$	12600 kN/m <sup>2</sup>	12600 kN/m <sup>2</sup>
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  $\beta_n$ , 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 <sup>2</sup>	23602.5 kN/m <sup>2</sup>
$f_{c,0,d}$	26250.0 kN/m <sup>2</sup>	26250.0 kN/m <sup>2</sup>
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  $\beta_n$  per  $t_{ch} \geq t > t_f$  ( $k_2 \leq 1$ );

$k_3$  moltiplicatore di  $\beta_n$  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 <sup>2</sup>	13199.7 kN/m <sup>2</sup>
$f_{c,0,d}$	26250.0 kN/m <sup>2</sup>	26250.0 kN/m <sup>2</sup>
Sfr.	0.50	0.50

# **Redazione delle relazioni di calcolo strutturale secondo il punto 10.2.1 del N.T.C. 2018.**

## **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 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	MODEST: – <i>Modellatore strutturale per le strutture in c.a., acciaio, legno.</i>
Versione	8.20
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: ISERNIA LON. 14.23924 LAT. 41.60543  
Contenuto tra ID reticolo: 29870 29648 29871 29649

## Pericolosità sismica di base

### Simbologia

TC =Tipo di combinazione di carico

C

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

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

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

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

$T_R$  =Periodo di ritorno <anni>

$A_g$  =Accelerazione orizzontale massima al sito

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

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

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

\*

$S_s$  =Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$C_c$  =Coefficiente funzione della categoria del suolo

$S$  =Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica

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

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

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

TCC	$T_R$	$A_g$ <g>	$F_o$	$F_V$	$T_c^*$	$S_s$	$C_c$	$S$	TC	TB	TD
SLD	50	0.0909	2.38	0.97	0.29	1.20	1.41	1.20	0.41	0.14	1.96
SLV	475	0.2612	2.35	1.62	0.36	1.15	1.35	1.15	0.49	0.16	2.64

- 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

Imp. =Numero dell'impalcato

$L_x$  =Dimensione del piano in dir. X

$L_y$  =Dimensione del piano in dir. Y

$E_x$  =Eccentricità in dir. X

$E_y$  =Eccentricità in dir. Y

$E_a$  =Eccentricità complessiva

Imp.	Lx	Ly	Ex	Ey	Ea
	<m>	<m>	<m>	<m>	<m>
1	6.85	10.45	0.34	0.52	0.62

Dati di progetto

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

Periodo $T_1$	0.29768
Coeff. $\lambda$ SLD	1.00
Coeff. $\lambda$ SLV	1.00
Rapporto di sovraresistenza ( $\alpha_w/\alpha_1$ )	1.30
Valore di riferimento del fattore di comportamento ( $q_0$ )	3.90
Fattore riduttivo ( $K_w$ )	1.00
Fattore riduttivo regolarità in altezza (KR)	1.00
Fattore di comportamento dissipativo (q)	3.90
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: -6.00 <m>
- Altezza della struttura: 6.00 <m>
- Numero piani edificio: 1
- Coefficiente  $\theta$ : 0.00
- Edificio regolare in altezza: Sì
- Edificio regolare in pianta: Sì
- Struttura dissipativa: Sì
- Classe di duttilità: Classe B
- 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

Tipo = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite

CCE

Sic. = Contributo alla sicurezza

F = a favore

S = a sfavore

A = ambigua

Var. = Tipo di variabilità

B = di base

I = indipendente

A = ambigua

s = Coeff. di riduzione (T.A. o S.L. D.M. 96)

Dir. = Direzione del vento

Tipo = Tipologia di pressione vento

M = Massimizzata

E = Esterna

I = Interna

$M_x$  = Moltiplicatore della massa in dir. X

$M_y$  = Moltiplicatore della massa in dir. Y

$M_z$  = Moltiplicatore della massa in dir. Z

$J_{px}$  = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X

$J_{py}$  = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y

$J_{pz}$  = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	Tipo CCE	Sic.	Var.	s	Dir. <grad>	Tipo	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	permanente strutturale	1S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
2	permanente non strutturale	2S	--	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3	accidentale traffico	9S	B	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
4	accidentale	3S	B	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Elenco masse nodi

Simbologia

Nod =Numero del nodo

o

Mx =Massa traslazionale in dir. X

My =Massa traslazionale in dir. Y

Nodo	Mx <kg>	My <kg>												
-905	1659.93	1659.93	-904	54.48	54.48	-903	68.39	68.39	-902	68.39	68.39	-901	68.39	68.39
-900	68.39	68.39	-899	68.39	68.39	-898	68.39	68.39	-897	68.39	68.39	-896	68.39	68.39
-895	68.39	68.39	-894	54.48	54.48	-893	1659.93	1659.93	-892	3279.29	3279.29	-891	3279.29	3279.29
-890	3279.29	3279.29	-889	3279.29	3279.29	-888	3279.29	3279.29	-887	3279.29	3279.29	-886	3279.29	3279.29
-885	3279.29	3279.29	-884	3279.29	3279.29	-883	3279.29	3279.29	-882	3279.29	3279.29	-881	3279.29	3279.29
-880	3279.29	3279.29	-879	3279.29	3279.29	-878	3279.29	3279.29	-877	3279.29	3279.29	-876	3279.29	3279.29
-875	3279.29	3279.29	-874	3279.28	3279.28	-873	3279.28	3279.28	-872	3279.29	3279.29	-871	3279.29	3279.29
-870	3279.29	3279.29	-869	3279.29	3279.29	-868	3279.29	3279.29	-867	3279.29	3279.29	-866	3279.29	3279.29
-865	3279.29	3279.29	-864	3279.28	3279.28	-863	3279.28	3279.28	-862	3279.28	3279.28	-861	3279.28	3279.28
-860	3279.29	3279.29	-859	3279.29	3279.29	-858	3279.29	3279.29	-857	3279.29	3279.29	-856	1659.93	1659.93
-855	54.48	54.48	-854	68.39	68.39	-853	68.39	68.39	-852	68.39	68.39	-851	68.39	68.39
-850	68.39	68.39	-849	68.39	68.39	-848	68.39	68.39	-847	68.39	68.39	-846	68.39	68.39
-845	54.48	54.48	-844	1659.93	1659.93	-843	110.12	110.12	-842	108.96	108.96	-841	136.78	136.78
-840	136.78	136.78	-839	136.78	136.78	-838	136.78	136.78	-837	136.78	136.78	-836	136.78	136.78
-835	136.78	136.78	-834	136.78	136.78	-833	136.78	136.78	-832	108.96	108.96	-831	110.12	110.12
-830	139.10	139.10	-829	139.10	139.10	-828	139.10	139.10	-827	139.10	139.10	-826	139.10	139.10
-825	139.10	139.10	-824	139.10	139.10	-823	139.10	139.10	-822	139.10	139.10	-821	139.10	139.10
-820	139.10	139.10	-819	139.10	139.10	-818	139.10	139.10	-817	139.10	139.10	-816	139.10	139.10
-815	139.10	139.10	-814	139.10	139.10	-813	139.10	139.10	-812	139.10	139.10	-811	139.10	139.10
-810	139.10	139.10	-809	139.10	139.10	-808	139.10	139.10	-807	139.10	139.10	-806	139.10	139.10
-805	139.10	139.10	-804	139.10	139.10	-803	139.10	139.10	-802	139.10	139.10	-801	139.10	139.10
-800	139.10	139.10	-799	139.10	139.10	-798	139.10	139.10	-797	139.10	139.10	-796	139.10	139.10
-795	139.10	139.10	-794	110.12	110.12	-793	108.96	108.96	-792	136.78	136.78	-791	136.78	136.78
-790	136.78	136.78	-789	136.78	136.78	-788	136.78	136.78	-787	136.78	136.78	-786	136.78	136.78
-785	136.78	136.78	-784	136.78	136.78	-783	108.96	108.96	-782	110.12	110.12	-781	110.12	110.12
-780	108.96	108.96	-779	136.78	136.78	-778	136.78	136.78	-777	136.78	136.78	-776	136.78	136.78
-775	136.78	136.78	-774	136.78	136.78	-773	136.78	136.78	-772	136.78	136.78	-771	136.78	136.78
-770	108.96	108.96	-769	110.12	110.12	-768	139.10	139.10	-767	139.10	139.10	-766	139.10	139.10
-765	139.10	139.10	-764	139.10	139.10	-763	139.10	139.10	-762	139.10	139.10	-761	139.10	139.10
-760	139.10	139.10	-759	139.10	139.10	-758	139.10	139.10	-757	139.10	139.10	-756	139.10	139.10
-755	139.10	139.10	-754	139.10	139.10	-753	139.10	139.10	-752	139.10	139.10	-751	139.10	139.10
-750	139.10	139.10	-749	139.10	139.10	-748	139.10	139.10	-747	139.10	139.10	-746	139.10	139.10
-745	139.10	139.10	-744	139.10	139.10	-743	139.10	139.10	-742	139.10	139.10	-741	139.10	139.10
-740	139.10	139.10	-739	139.10	139.10	-738	139.10	139.10	-737	139.10	139.10	-736	139.10	139.10
-735	139.10	139.10	-734	139.10	139.10	-733	139.10	139.10	-732	110.12	110.12	-731	108.96	108.96
-730	136.78	136.78	-729	136.78	136.78	-728	136.78	136.78	-727	136.78	136.78	-726	136.78	136.78
-725	136.78	136.78	-724	136.78	136.78	-723	136.78	136.78	-722	136.78	136.78	-721	108.96	108.96
-720	110.12	110.12	-719	110.12	110.12	-718	108.96	108.96	-717	136.78	136.78	-716	136.78	136.78
-715	136.78	136.78	-714	136.78	136.78	-713	136.78	136.78	-712	136.78	136.78	-711	136.78	136.78
-710	136.78	136.78	-709	136.78	136.78	-708	108.96	108.96	-707	110.12	110.12	-706	139.10	139.10
-705	139.10	139.10	-704	139.10	139.10	-703	139.10	139.10	-702	139.10	139.10	-701	139.10	139.10
-700	139.10	139.10	-699	139.10	139.10	-698	139.10	139.10	-697	139.10	139.10	-696	139.10	139.10
-695	139.10	139.10	-694	139.10	139.10	-693	139.10	139.10	-692	139.10	139.10	-691	139.10	139.10
-690	139.10	139.10	-689	139.10	139.10	-688	139.10	139.10	-687	139.10	139.10	-686	139.10	139.10
-685	139.10	139.10	-684	139.10	139.10	-683	139.10	139.10	-682	139.10	139.10	-681	139.10	139.10
-680	139.10	139.10	-679	139.10	139.10	-678	139.10	139.10	-677	139.10	139.10	-676	139.10	139.10
-675	139.10	139.10	-674	139.10	139.10	-673	139.10	139.10	-672	139.10	139.10	-671	139.10	139.10
-670	110.12	110.12	-669	108.96	108.96	-668	136.78	136.78	-667	136.78	136.78	-666	136.78	136.78
-665	136.78	136.78	-664	136.78	136.78	-663	136.78	136.78	-662	136.78	136.78	-661	136.78	136.78
-660	136.78	136.78	-659	108.96	108.96	-658	110.12	110.12	-657	110.12	110.12	-656	108.96	108.96
-655	136.78	136.78	-654	136.78	136.78	-653	136.78	136.78	-652	136.78	136.78	-651	136.78	136.78



-15	37.31	0.00	-14	37.31	0.00	-13	37.31	0.00	-12	37.31	0.00	-11	37.31	0.00
-10	37.31	0.00	-9	37.31	0.00	-8	37.31	0.00	-7	37.31	0.00	-6	37.31	0.00
-5	37.31	0.00	-4	37.31	0.00	-3	37.31	0.00	-2	37.31	0.00	-1	37.31	0.00
201	160.85	160.85	202	174.62	174.62	203	175.38	175.38	204	174.62	174.62	205	174.62	174.62
206	174.62	174.62	207	267.12	267.12	208	264.98	264.98	209	249.54	249.54	210	251.68	251.68
211	174.62	174.62	212	174.62	174.62	213	174.62	174.62	214	174.62	174.62	215	173.85	173.85
216	174.62	174.62	217	161.62	161.62	218	173.85	173.85	219	174.62	174.62	220	171.56	171.56
221	174.62	174.62	222	171.56	171.56	223	174.62	174.62	224	170.03	170.03	225	174.62	174.62
226	170.03	170.03	227	174.62	174.62	228	171.56	171.56	229	174.62	174.62	230	171.56	171.56
231	174.62	174.62	232	170.03	170.03	233	170.03	170.03	234	174.62	174.62	235	171.56	171.56
236	174.62	174.62	237	171.56	171.56	238	174.62	174.62	239	170.03	170.03	240	174.62	174.62
241	170.03	170.03	242	174.62	174.62	243	171.56	171.56	244	174.62	174.62	245	171.56	171.56
246	174.62	174.62	247	170.03	170.03	248	174.62	174.62	249	170.03	170.03	250	174.62	174.62
251	171.56	171.56	252	174.62	174.62	253	171.56	171.56	254	174.62	174.62	255	170.03	170.03
256	174.62	174.62	257	170.03	170.03	258	174.62	174.62	259	171.56	171.56	260	174.62	174.62
261	171.56	171.56	262	174.62	174.62	263	170.03	170.03	264	174.62	174.62	265	170.03	170.03
266	174.62	174.62	267	171.56	171.56	268	174.62	174.62	269	171.56	171.56	270	174.62	174.62
271	170.03	170.03	272	174.62	174.62	273	217.43	217.43	274	174.62	174.62	275	183.03	183.03
276	222.78	222.78	277	182.26	182.26	278	174.62	174.62	279	175.38	175.38	280	174.62	174.62
281	174.62	174.62	282	174.62	174.62	283	267.12	267.12	284	264.98	264.98	285	290.82	290.82
286	292.96	292.96	287	174.62	174.62	288	174.62	174.62	289	174.62	174.62	290	181.50	181.50
291	183.79	183.79												

Totali masse nodi

Mx <kg>	My <kg>
186913.00	191844.00

Elenco modi di vibrare, masse partecipanti e coefficienti di partecipazione

Simbologia

Modo = Numero del modo di vibrare

C = \* indica che il modo è stato considerato

T = Periodo

Diff. = Minima differenza percentuale dagli altri periodi

$\Phi_x$  = Coefficiente di partecipazione in dir. X

$\Phi_y$  = Coefficiente di partecipazione in dir. Y

$\Phi_z$  = Coefficiente di partecipazione in dir. Z

%Mx = Percentuale massa partecipante in dir. X

%My = Percentuale massa partecipante in dir. Y

%Mz = Percentuale massa partecipante in dir. Z

%Jpz = Percentuale momento d'inerzia polare partecipante intorno all'asse Z

Modo	C	T	Diff.	$\Phi_x$	$\Phi_y$	$\Phi_z$	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
1*		0.30	5.12	0.43	-49.14	0.00	0.00	12.59	0.00	0.00
2		0.28	4.96	-9.32	-2.59	0.00	0.46	0.04	0.00	0.00
3*		0.27	4.96	-44.24	0.06	0.00	10.47	0.00	0.00	0.00
Tot.cons.							10.47	12.59	0.00	0.00

Materiali

Calcestruzzo

Tipo di calcestruzzo: C25/30

Rck calcestruzzo (Rck calcestruzzo) <daN/cm<sup>2</sup>>: 300.00

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo (Fck) <daN/cm<sup>2</sup>>: 249.00

Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (Fctk) <daN/cm<sup>2</sup>>: 17.91

$\alpha_{cc}$ : 0.85

$\gamma_c$ : 1.50

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo (Fcd) <daN/cm<sup>2</sup>>: 141.10

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo (Fctd) <daN/cm<sup>2</sup>>: 11.94

## Acciaio

Tipo di acciaio: B450C

Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio ( $F_{yk}$ ) <daN/cm<sup>2</sup>>: 4500.00

$\gamma_s$ : 1.15

Resistenza di calcolo dell'acciaio ( $F_{yd}$ ) <daN/cm<sup>2</sup>>: 3913.04

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	$\gamma_M = 1.00$ ;
Coazione efficace	$\gamma_M = 1.00$ ;
Coazione 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.

## Carichi

### Simbologia

Imp. = Numero dell'impalcato

Quota = Quota impalcato

Ts = Numero del tipo solaio

Com = Commento

m.

$M_{qTot}$  = Area solai

$Q_{ps}$  = Carico permanente strutturale

CCE = Numero della condizione di carico elementare

$Q_{pn}$  = Carico permanente non strutturale

QA = Primo carico accidentale

QA2 = Secondo carico accidentale

QA3 = Terzo carico accidentale

Imp.	Quota <m>	Ts	Comm.	Mq <sub>Tot</sub> <mq>	Qps <daN/mq>	CC E	Qpn <daN/mq>	CC E	QA <daN/mq>	CC E	QA2 <daN/mq>	CC E	QA3 <daN/mq>	CC E
0	0.00	1	solaio alveolare prefabbricato	52.25	540.00	1	1000.00	2	2500.00	3	--	--	--	--

Spostamenti massimi d'impalcato

Simbologia

Imp. =Numero dell'impalcato

TCC =Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

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

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

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

Nod =Numero del nodo

o

Sx =Spostamento in dir. X

CC =Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Sy =Spostamento in dir. Y

Imp.	TCC	Nodo	Sx <cm>	CC	Nodo	Sy <cm>	CC
1	SLD	191	0.02012	2	117	0.01213	6
1	SLV	191	0.07286	1	117	0.03114	5

Minimo coefficiente di sicurezza

Simbologia

Elem. =Elemento

CC =Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

TCC =Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

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

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

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 = Connessioni

Sic. =Sicurezza

Tabella elementi e minimo coefficiente di sicurezza

Elem.	CC	TCC	TV	Sic.
Travata n. 201	1	SND	PRFL	1.01
Travata n. 203	5	SND	TAG	1.76
Nucleo n. 5	17	SLU	PRFL	4.92
Nucleo n. 2	1	SLV	TAG	>100.0
Platea a quota -2.32	17	SLU	PRFL	1.21
Asta in acciaio n. 91	5	SLV	PRFL	4.91
Asta in acciaio n. 80	5	SLV	TAG	32.44
Asta in acciaio n. 17	1	SLV	STAB	5.72

Minimo coefficiente di sicurezza:1.2

### **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.