

Localizzazione

COMUNE DI VARISELLA [TO]

Committente

Comune di Varisella [TO]

Progetto

Progetto Definitivo-Esecutivo

Relazione di calcolo delle strutture

Dettaglio ubicazione

via Don Cabodi, 10070 Varisella (TO)

Approvazione Committente

Validazione

Verifica



STUDIO TECNICO ASSOCIATO START
Sede legale: via J. Durandi, 2 - 10144 - TORINO
P.I. 11918080018

PSt

Nicola Ing. Mordà

CSP

Nicola Ing. Mordà



Collaboratori

<u>n. Ver</u>	<u>Data</u>	<u>Descrizione Contenuto</u>	<u>Red.</u>	<u>Contr.</u>	<u>Appr.</u>
1	8/2019	Relazione di calcolo delle strutture	NM		

<u>Scala</u>	<u>Nome File</u>	<u>Pos. archivio informatico</u>	<u>Id Dossier</u>

<u>Tip.In.</u>	<u>N. Prog.</u>	<u>Id.Inc.</u>	<u>Fase</u>	<u>Id. Elaborato</u>	<u>N.</u>	03
B	11	PSt	DE	RCO		

Sommario

1. Premessa	3
2. Analisi storico critica	3
3. Indagini in sito, rilievo e livello di conoscenza	5
4. Riferimenti legislativi.....	8
5. Descrizione dell'opera.....	8
6. Materiali previsti e resistenze di calcolo.....	9
7. Carichi agenti.....	10
8. Metodo di verifica e modello di calcolo	10
8.1. Modello di calcolo e giudizio sui risultati	12
8.2. Azioni e verifica delle colonne del piano seminterrato.....	12
8.2.1. Verifica SLV – Pil. 30x35 (Pressoflessione I)	14
8.2.2. Verifica SLV – Pil. 30x35 (Pressoflessione II)	16
8.2.3. Verifica SLV – Pil. 30x40 (Pressoflessione I)	18
8.2.4. Verifica SLV – Pil. 30x40 (Pressoflessione II)	20
8.2.5. Verifica colonne 30x35/30x40 cmq in condizioni gravitazionali	22
8.2.6. Verifica colonne metalliche HEB200	23
8.2.7. Verifica colonne 30x50 in condizione sismica	28

1. Premessa

La seguente relazione riporta la verifica relativa all'intervento locale da eseguire sui pilastri del piano seminterrato del fabbricato adibito a sede municipale del Comune di Varisella (TO), sito in V. Don Giocondo Cabodi, 4.

Di seguito si riporta la planimetria tipo (piano rialzato) della struttura in esame:

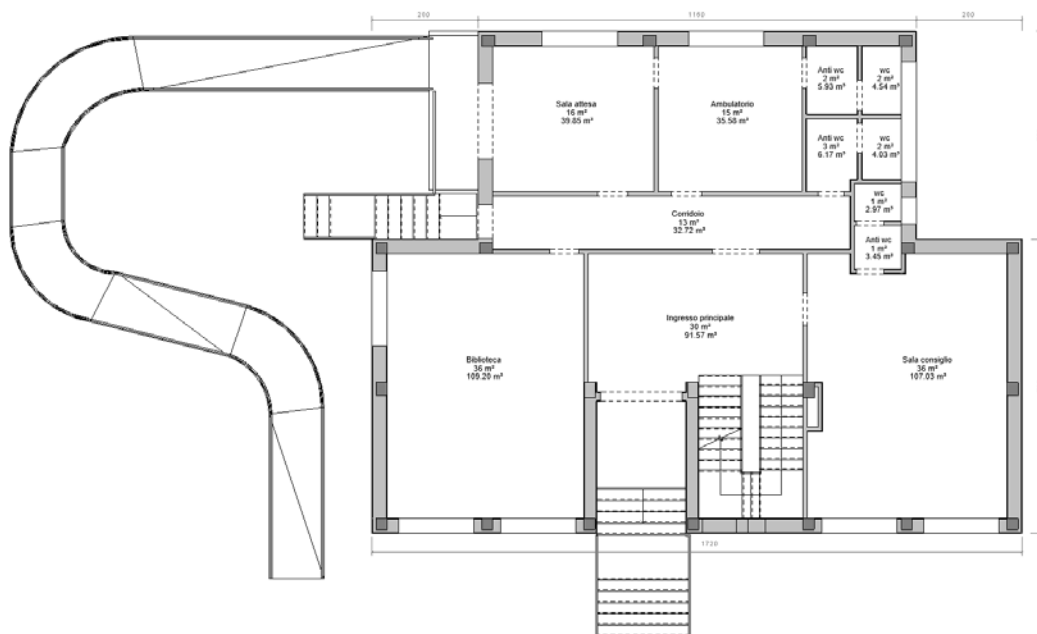


Figura 1: planimetria tipologica (piano rialzato)

L'intervento è necessario ai sensi del §8.3 del DM 17/1/2018 poiché, come meglio articolato nella relazione di calcolo del progetto, si è rilevata una deficienza costruttiva, afferente alla consistenza meccanica del conglomerato del piano in esame, da riprendere anche nell'ottica di una sequenza pianificata di interventi di miglioramento funzionale complessivo dell'immobile.

2. Analisi storico critica

I dettagli della struttura esistente sono stati dedotti dal progetto depositato presso l'Ufficio del Genio Civile di Torino nell'anno 1978: prot. 23/8/1979 n. 3808.

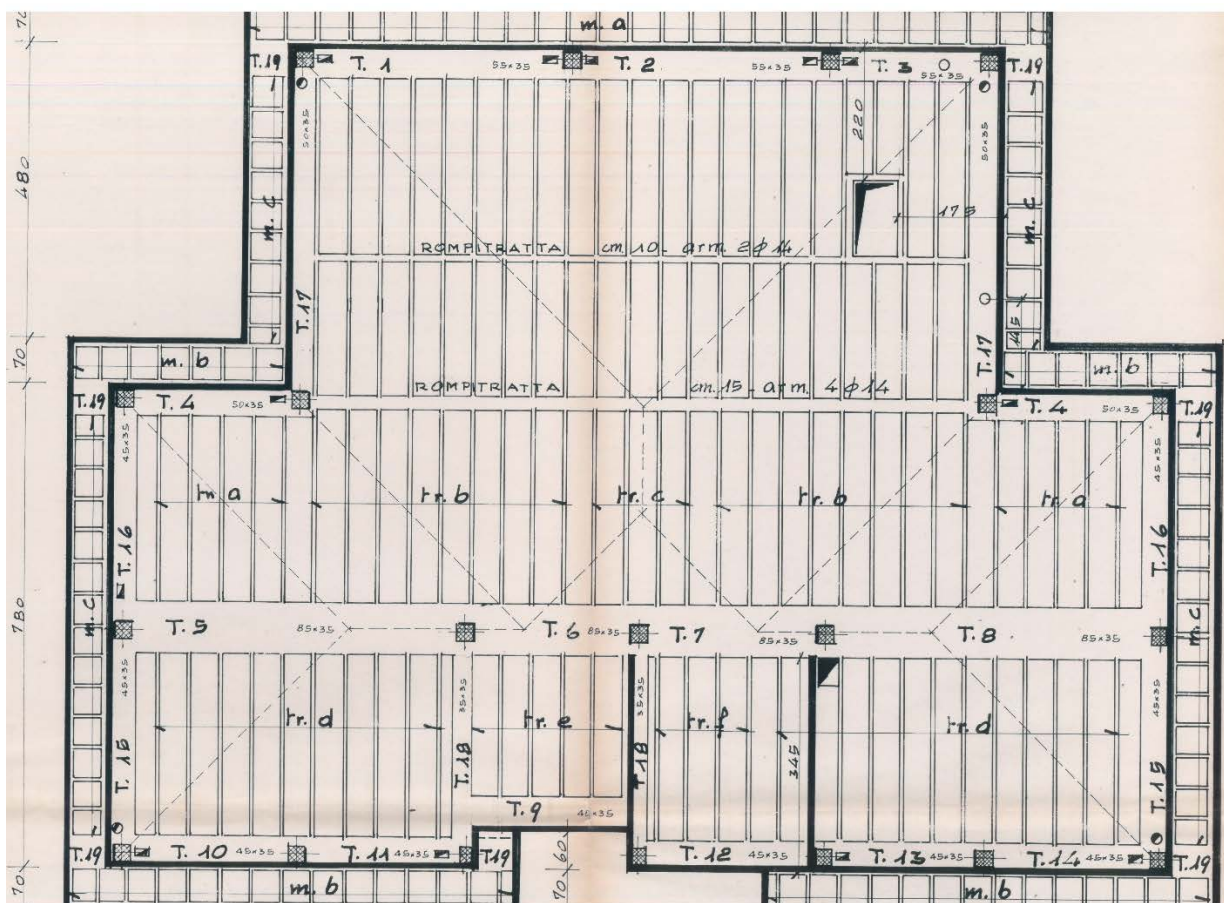
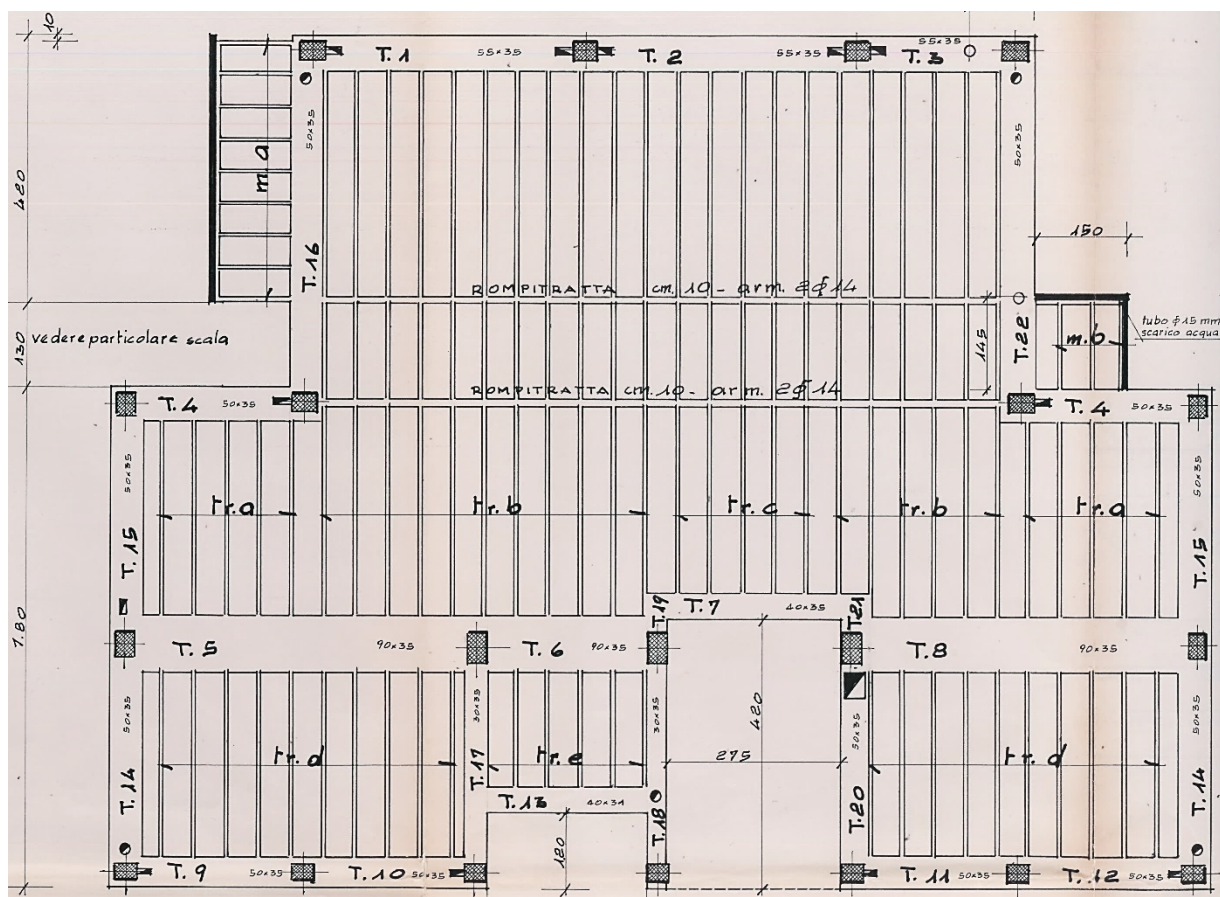
Le successive figure riportano gli stralci delle carpenterie dei piani oggetto di intervento, e i carichi utilizzati dal progettista dell'epoca.

Da qui si può notare come ricorra la fattispecie di una sottostima di tali valori, visto anche l'utilizzo che il committente fa dell'immobile.

La struttura esistente è articolata su due piani fuori terra, con progetto presentato nel 1979; è realizzata in conglomerato cementizio armato con solette intermedie miste in latero-cemento e tetto di copertura con tegole su orditura in legno. Le murature di tamponamento sono a cassa vuota in mattoni semipieni.

Gli spessori dei solai, dedotte dai disegni e rilevate in sito, sono i seguenti:

- solaio piano rialzato = solaio piano primo = 35 cm + finitura 6 cm
- solaio piano sottotetto = 35 cm
- soletta balcone = 21 cm



2	COMUNE DI VARISELLA		via Roma
SEDE MUNICIPALE		proprietà : COMUNE DI VARISELLA	
		impresa : BIANCONI ENRICO	
		progettista: ING. CARLO CODA	
OPERE IN C.A.: <u>pilota e armatura</u>		prog.op.c.a.dott.ing. CARLO CODA	
<u>solaio piano rialzato</u>		dir.op.c.a. dott.ing. CARLO CODA	
scale: 1/50	aggiornamento	calasse	8-8-1978
tabella e carichi sollecitanti <u>calcestruzzo tipo 425 a dosatura di: 300 Kg/mc.</u> <u>conglomerato R₂₈ a 28 gg = 250 Kg/cm² con G₂₈ = 85.00 Kg/cm²</u> <u>acciaio Fe B 38 k con G₂₈ = 1.900 Kg/cm²</u> <u>piani di fondazione con G_{max} = - Kg/cm²</u> <u>solaio misto H x cm. 30 x 5 - i = cm. 50</u> <u>peso proprio solaio : 350 Kg/mq.</u> <u>sovraccarichi permanenti : 50 Kg/mq.</u> <u>sovraccarichi accidentali : 400 Kg/mq.</u>			
<p>REGIONE PIEMONTE UFFICIO DEL GENIO CIVILE TORINO</p> <p>Al sensi dell'art. 4 della legge 10-10-1977 n. 1086, si giustifica l'eventuale assenza della denuncia dei lavori, del progetto dell'opera e della relazione illustrativa.</p> <p>Torino 23 AGO. 1978 3808</p> <p><i>[Firma]</i></p>			

Figura 4: Testalino progetto originale 1979

3. Indagini in sito, rilievo e livello di conoscenza

Per il progetto è stato eseguito il rilievo metrico delle parti a vista in grado di confermare le dimensioni desumibili dal progetto originario. Le indagini sui materiali sono state condotte con riferimento alla qualità del conglomerato indagando tramite prove distruttive (carotaggi) alcuni degli elementi più significativi (pilastri); il rilievo delle armature è stato eseguito con indagine pacometrica per i solai e tramite spicconature per le colonne, rilevando la corrispondenza con i disegni strutturali dell'epoca.

Pertanto, considerata la ripetitività degli elementi presenti nel manufatto e la quantità di indagine, si assume un livello di conoscenza LC3. In ogni caso, a livello di verifica di resistenza per l'acciaio si manterranno i valori delle resistenze previste dai documenti normativi vigenti all'epoca della costruzione, non attingendo ai valori rilevati, maggiori di quelli minimi e, generalmente più alti dei valori medi rilevati sul territorio nazionale:

La seguente tabella inquadra proprio le tipologie di storiche acciaio, e si nota come l'acciaio Feb38k

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura																
Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972				D.M. 30/05/1974				
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)		liscio		a.m.		
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60		FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥22	≥32	≥38	≥41	≥44	≥22	≥32	≥38	≥44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥34	≥50	≥46	≥50	≥55	≥34	≥50	≥46	≥55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥24	≥23	≥14	≥14	≥12	≥24	≥23	≥14	≥12

Figura 5: Classi di acciaio nelle epoche passate e dati meccanici minimi di legge

I risultati delle prove a trazione su barre prelevate al piano sottotetto hanno condotto ai seguenti risultati:

RISULTATI DELLE PROVE A TRAZIONE								
N° identificativo PQRS	Contrassegno	Tipo di tondo	Ø nominale effettivo (mm)	Sezione effettiva S ₀ (mm ²)	Tensione di snervamento f _y (MPa)*	Tensione di rottura f _t (MPa)*	A _{gt} (%)	Data di prova
1	F1	nervato	6	28,3	519,1	738,1	6,6	16-nov-18
2	F2	nervato	8	50,2	657,8	680,5	6,0	16-nov-18

Figura 6: Risultati prove di trazione su barre prelevate nel fabbricato.

Il calcestruzzo per il piano interrato aveva già manifestato della carenze di resistenza in occasione di una campagna indagini svolta nel 2018 (propedeutica ad altri interventi), i cui risultati sono di seguito esposti.

Determinazione della resistenza a compressione secondo UNI EN 12390/3:2009

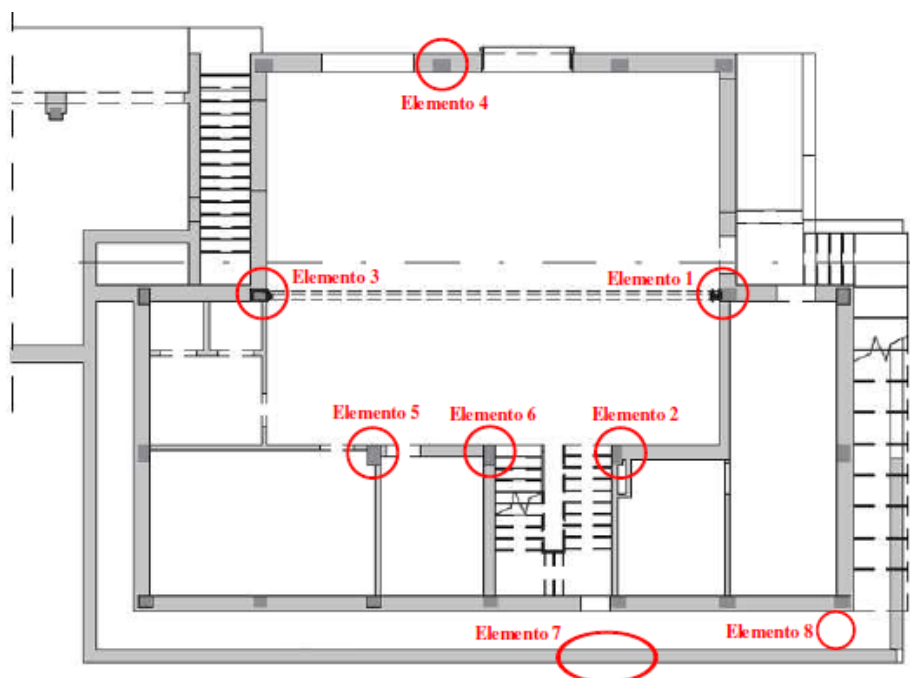
RISULTATI DELLE PROVE								
N.	Contrassegno provini	Dimensioni	Rapp. H/Ø	Massa Volumica (Kg/m ³)	Resistenza Max. Unit. (Mpa)*	Data di prelievo	Data prova	
		diametro x altezza (mm)						
1	C1	75,0 x 75,0	1,00	2280	10,8	15-ott-18	19-nov-18	
2	C2	93,0 x 93,0	1,00	2346	18,3	15-ott-18	19-nov-18	
3	C3	75,0 x 75,0	1,00	2458	24,3	15-ott-18	19-nov-18	
4	C4	75,0 x 75,0	1,00	2280	20,9	15-ott-18	19-nov-18	

Figura 7: Risultati prove sul cls (anno 2018)

Preso atto di ciò, l'amministrazione, informata e consapevole dei risultati ottenuti, ha provveduto ad inquadrarne la gestione nel piano di miglioramento dell'assetto funzionale dell'immobile, con la pianificazione di specifici interventi migliorativi che esulano il presente progetto.

Nel corrente anno, la stessa amm.ne ha dato corso ad una successiva campagna indagine su un numero significativamente maggiore di colonne che hanno sostanzialmente confermato la scarsa qualità del cls del piano seminterrato.

Le figure successive riportano la dislocazione delle indagini e i risultati ottenuti come prove si compressione sulle carote prelevate in sito.



- Elemento 1 – pilastro: CAR1
 Elemento 2 – pilastro: CAR2
 Elemento 3 – pilastro: CAR3
 Elemento 4 – pilastro: CAR4 + EBAR3 + DUR3 + DUR4
 Elemento 5 – pilastro: CAR5
 Elemento 6 – pilastro: CAR6
 Elemento 7 – muro di contenimento: PACHO1
 Elemento 8 – soletta di copertura: EBAR1 + EBAR2 + DUR1 + DUR2

Figura 8: Ubicazione prove sul cls dei pilastri(anno 2019)

I risultati esibiti dalle varia carote sono i seguenti:

Dati identificativi	Risultati delle prove:							
	Dimensioni		H/D	Massa volumica [kg/m ³]	Resist. [MPa]	Tipo di rott. (1)	Profondità media carbonataz. [mm]	Distrib. carbonataz. (2)
Contrassegno del provino	diam. D [mm]	alt. H [mm]						
CAR1 - Elemento 1	74	75	1,0	2240	10,3	S	120	OL
CAR2 - Elemento 2	74	75	1,0	2330	17,6	S	125	OL
CAR3 - Elemento 3	74	75	1,0	2290	11,7	S	100	OL
CAR4 - Elemento 4	74	76	1,0	2220	12,4	S	130	OL
CAR5 - Elemento 5	74	75	1,0	2250	14,6	S	80	OL
CAR6 - Elemento 6	74	75	1,0	2250	19,0	S	45	OL

Figura 9: Risultati prove sul cls (anno 2019)

Come di nota i risultati sono in linea con quelli dell'anno precedente e comunque particolarmente bassi rispetto alle usuali strutture coeve, e bassi anche in senso assoluto.

4. Riferimenti legislativi

Il progetto è condotto in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare alle seguenti norme:

- D.M. del 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni."
- Legge 05/11/1971, n.1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."
- Legge 02/02/74, n.64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

5. Descrizione dell'opera

L'opera di rinforzo si configura come detto nella realizzazione di alcune camicie in c.a. con specifico betoncino ad alte prestazioni.

La figura seguente illustra lo schema di esecuzione dell'intervento:

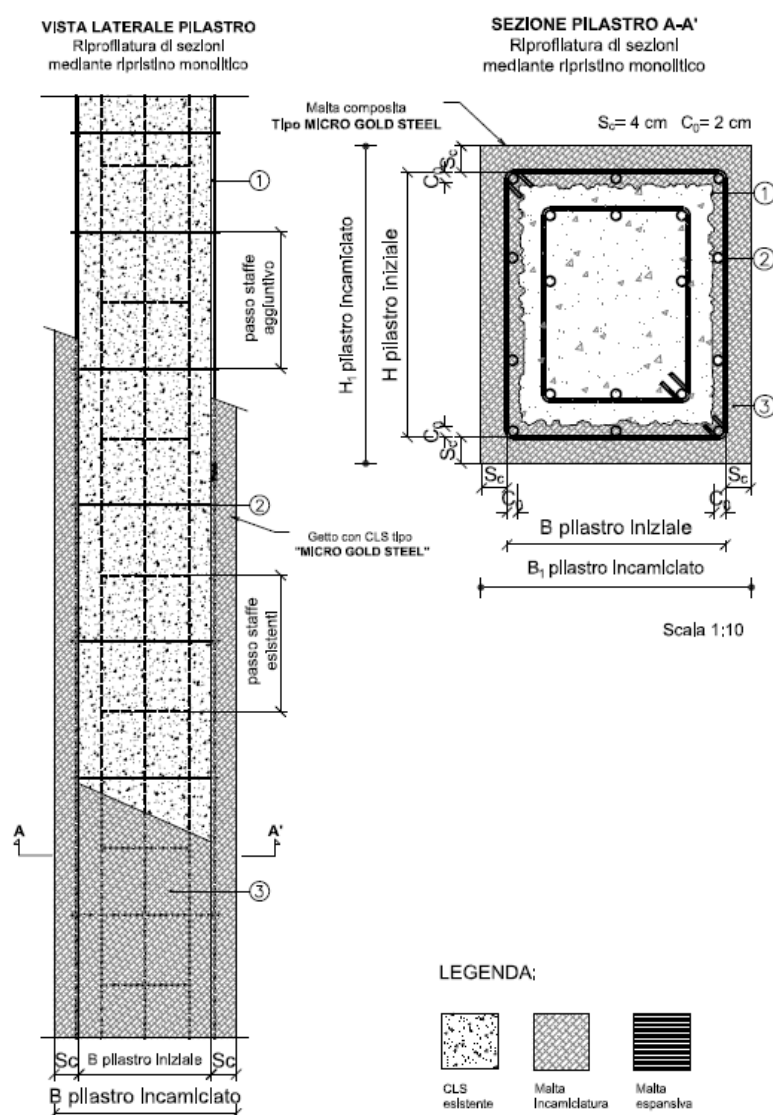


Figura 10: Schema di rinforzo delle colonne tramite incamiciatura

La nuova configurazione non modifica dinamicamente in modo significativo l'edifici, essendo la sezione delle colonne prossima a quella pregressa; pertanto la rigidezza di interpiano non è significativamente variata dalla presenza delle colonne.

6. Materiali previsti e resistenze di calcolo

I materiali adoperati nel calcolo sono i seguenti:

Struttura esistente:

Acciaio	FeB38k
Resistenza di calcolo	$f_{yk} = 3800 \text{ kg/cmq}$ (snervamento)
	$f_{yd} = 3800/1.15 = 3304 \text{ kg/cmq}$
	$f_{tk} = 4500 \text{ kg/cmq}$ (rottura)
	$f_{td} = 4500/1.15 = 3913 \text{ kg/cmq}$

Calcestruzzo come da rapporto di indagini (Allegato)

Struttura di progetto

Acciaio carpenteria metallica:	S235 JR
Resistenza di calcolo	$f_{yk} = 2350 \text{ kg/cmq}$
	$f_{yd} = 2350/1.05 = 22238 \text{ kg/cmq}$ (sez. classe 1)
Bulloneria/barre filettate	Classe 8.8
	$f_{tk} = 800 \text{ N/mm}^2 = 8000 \text{ kg/cm}^2$
Resistenze di calcolo	$f_{td} = 0.9 \cdot 8000/1.25 = 5760 \text{ kg/cm}^2$ a trazione
	$f_{vd} = 0.6 \cdot 8000/1.25 = 3840 \text{ kg/cm}^2$ a taglio
Acciaio	B450C
Resistenza di calcolo	$f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$
	$f_{yd} = 4500/1.15 = 3913 \text{ kg/cm}^2$

Tasselli

L'installazione alle pareti di eventuali tasselli post-inseriti avverrà con elementi di tipo chimico, con resina epossidica per inghisaggi strutturali.

7. Carichi agenti

In questa sede, per le verifiche strutturali sono stati adoperati i seguenti valori dei carichi uniformi (valori caratteristici):

p.p. solaio	$g = 450 \text{ kg/mq}$	(condizione “G”)
permanente portato (solaio)	$p = 250 \text{ kg/mq}$	(condizione “P”)
carico variabile	$q = 300 \text{ kg/mq}$	(condizione “Q”)
incidenza tamponatura	$p = 800 \text{ kg/ml}$	(condizione “G”)

Le verifiche sono condotte a Stato Limite Ultimo, e i coefficienti della combinazione di carico adoperata sono i seguenti:

SLU	γ_G	γ_P	γ_Q
	1.3	1.3	1.5

Dal punto di vista sismico si adottano i parametri seguenti:

Parametri sismici del sito

Localizzazione del sito
Lat./Long. 45.210 7.489 Zona da Lat/Long

Parametri tipologici dell'edificio
Tipo 2 ordinario Classe d'uso 4 strategica
Vita: V_n/V_r 50/100 Classe duttilità B bassa

Categorie del suolo
Stratigrafica D Topografica T1 [0%]

Periodi di ritorno dell'azione sismica
SLO 60 SLD 101 SLV 949 SLC 1950

sl. Operatività | sl. Danno | sl. Salv.Vita | sl. Collasso

Parametri di pericolosità sismica del sito
 A_g^* 0.036 F_o^* 2.57 T_c^* 0.21 valori default

Spettro elastico orizzontale
 A_g 0.036 T_b 0.19 T_c 0.57 T_d 1.74
 F_o 2.57 S_s 1.80 S_t 1.00 η 1.00 ?

Spettro elastico verticale
 A_g 0.036 T_b 0.05 T_c 0.15 T_d 1.00
 F_v 0.66 S_s 1.00 S_t 1.00 η 1.00 ?

Figura 11: Parametri sismici adottati

Benchè l'edificio non sia dichiarato strategico, ai fini del progetto dell'intervento si considereranno le sollecitazioni derivanti da tale assetto, al fine di preservare tale zona da eventuali futuri interventi che dovessero scaturire per mutata destinazione sotto il profilo della protezione civile.

8. Metodo di verifica e modello di calcolo

Il metodo di calcoli utilizzato è quello degli SL previsti dal DM 17/1/2018. In particolare, come da richieste della committenza confermate nell'approvazione del presente progetto, l'analisi è limitata ai soli SLU, a sensi del §8.3 delle NTC2018.

La verifica è svolta in termini di verifica di resistenza delle colonne. Per tali analisi sono utilizzato il codice di calcolo CDM DOLMEN sia un foglio elettronico specificamente dedicato alla verifica delle colonne con incamiciatura in betoncino fibrorinforzato.

Le sollecitazioni sono dedotte dal un modello di calcolo globale dell'edificio realizzato con l'ausilio del codice di calcolo EDISIS della Newsoft di Cosenza:

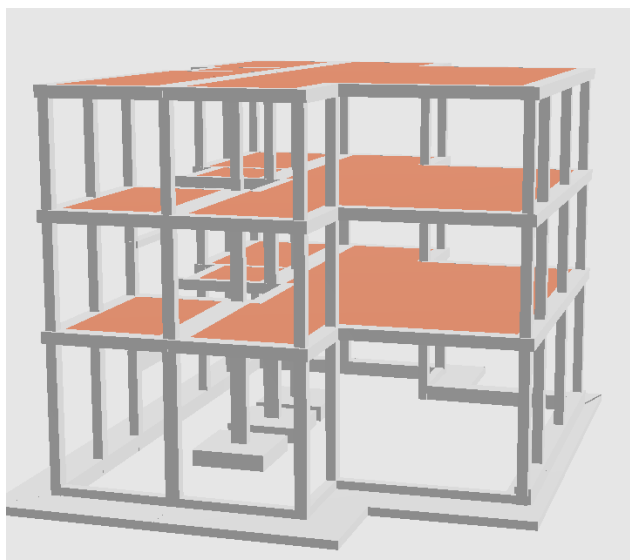


Figura 12: Modello di calcolo 3D dell'edificio (il tetto è ragguagliato sull'ultimo solaio)

La numerazione delle colonne è riportata alla successiva figura:

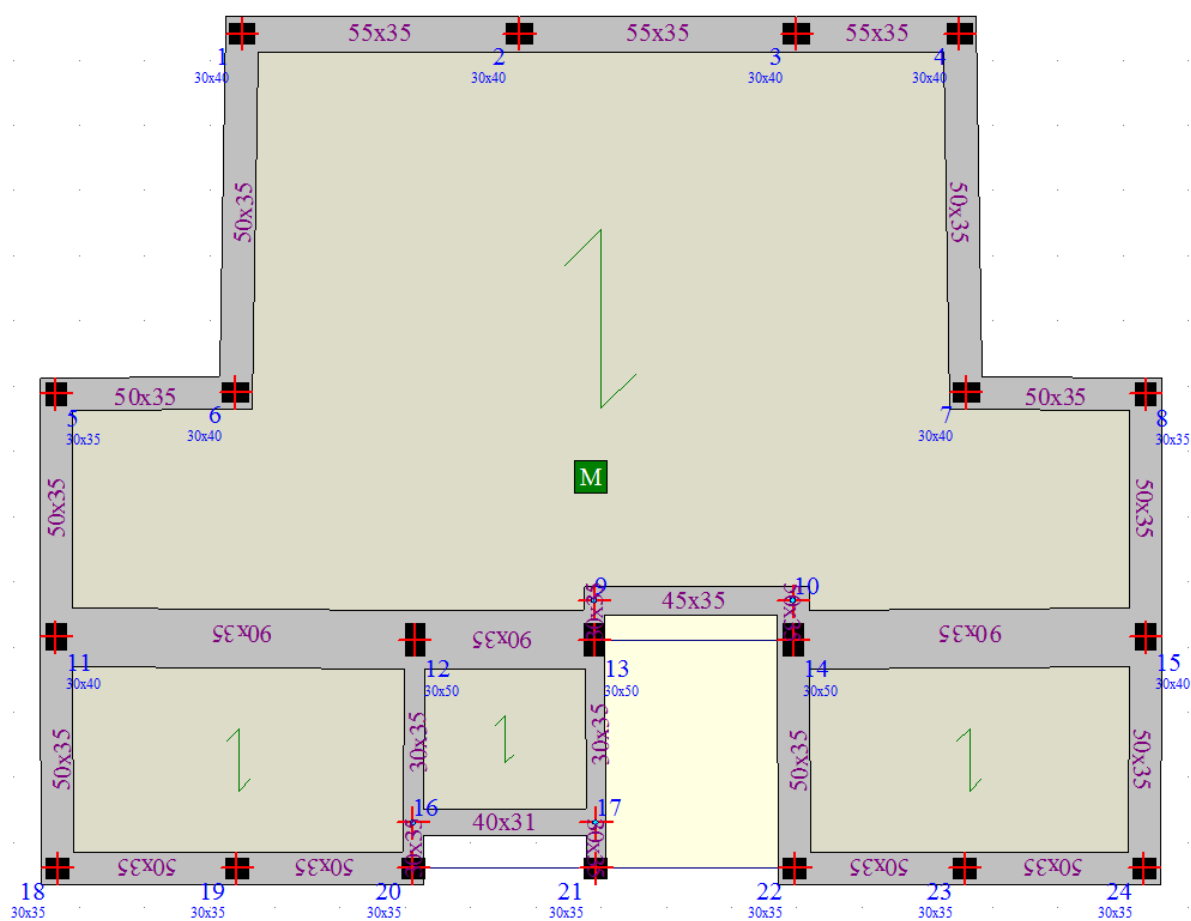


Figura 13: Modello di calcolo: dimensioni e numerazione delle colonne

8.1. Modello di calcolo e giudizio sui risultati

Il codice di calcolo è correntemente utilizzato dallo scrivente tecnico, che ne ha verificato la bontà dei risultati su test di letteratura. L'azienda produttrice ha corredato il software di un accurato manuale d'uso e di test di validazione basati su benchmark di letteratura. Lo scrivente ritiene pertanto coerenti i risultati ottenuti dal modello.

8.2. Azioni e verifica delle colonne del piano seminterrato

Dal precedente modello di calcolo sono dedotte le seguenti azioni nelle colonne del piano in oggetto:

6.7 Involuppo sollecitazioni pilastri al livello 2 per combinazione ultima

Pil	luce <i>alfa</i>	BxH <i>liv</i>	<i>zn</i>	<i>dir</i>	<i>N</i>	Pressoflessione I		<i>N</i>	Pressoflessione II		<i>Mtx</i>	Torcente <i>Mm</i>	<i>Tx</i>	Tagli <i>Tn</i>
						<i>M1</i>	<i>M2</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>				
1	500	30x40	p	H	64.45	0.72	1.70	35.00	-0.69	0.86	0.00	0.00	1.01	0.50
	0.0°	0	p	B	64.45	1.70	-1.36	35.00	-0.65	-0.69	0.00	0.00	-0.56	-1.10
		30x40	t	H	59.90	2.82	-2.73	38.00	0.36	-1.93			1.01	0.50
2	500	2	t	B	33.86	-0.34	1.42	62.81	-3.01	2.79			-0.56	-1.10
	0.0°	30x40	p	H	99.17	0.11	1.60	51.91	-0.01	0.76	0.00	0.00	-0.03	-0.06
		0	p	B	99.17	1.60	0.11	51.91	-0.75	0.06	0.00	0.00	-0.45	-0.94
3	500	30x40	t	H	97.38	0.00	-3.11	50.67	-0.07	-1.47			-0.03	-0.06
	0.0°	2	t	B	50.67	-0.36	-0.07	97.38	-3.11	-0.12			-0.45	-0.94
		30x40	p	H	75.95	0.87	1.32	40.03	-0.38	0.63	0.00	0.00	-0.30	-0.60
4	500	0	p	B	75.95	1.32	0.87	40.03	-0.59	0.44	0.00	0.00	-0.37	-0.77
	0.0°	30x40	t	H	74.17	-0.19	-2.50	38.79	-0.82	-1.22			-0.30	-0.60
		2	t	B	38.84	-0.29	-0.82	74.13	-2.51	-1.63			-0.37	-0.77
5	500	30x40	p	H	39.07	0.54	1.22	22.51	-0.22	0.65	0.00	0.00	-0.18	-0.36
	0.0°	0	p	B	39.05	1.22	0.54	22.53	-0.42	0.27	0.00	0.00	-0.41	-0.76
		30x40	t	H	37.42	-0.10	-2.05	21.37	-0.48	-1.12			-0.18	-0.36
6	500	2	t	B	21.37	-0.23	-0.48	37.42	-2.05	-0.97			-0.41	-0.76
	90.0°	30x35	p	H	30.80	0.60	0.33	17.92	-0.12	0.17	0.00	0.00	-0.15	-0.34
		0	p	B	30.80	0.33	0.60	17.92	-0.18	0.29	0.00	0.00	-0.12	-0.24
7	500	30x35	t	H	17.22	-0.05	-0.38	29.11	-0.86	-0.67			-0.15	-0.34
	0.0°	2	t	B	29.33	-0.09	-0.83	16.90	-0.35	-0.42			-0.12	-0.24
		30x40	p	H	46.35	0.36	-0.63	25.93	-0.13	-0.37	0.00	0.00	-0.11	-0.23
8	500	0	p	B	46.35	0.47	0.36	25.93	-0.37	0.19	0.00	0.00	0.55	0.28
	0.0°	30x40	t	H	44.67	-0.06	1.54	24.77	-0.33	0.86			-0.11	-0.23
		2	t	B	44.07	1.65	-0.55	24.77	0.24	-0.33			0.55	0.28
9	500	30x40	p	H	39.67	0.28	-0.21	22.98	-0.24	-0.19	0.00	0.00	0.36	0.18
	0.0°	0	p	B	39.67	0.26	-0.49	22.98	-0.19	-0.24	0.00	0.00	0.24	0.15
		30x40	t	H	37.99	1.04	0.74	21.81	0.14	0.51			0.36	0.18
10	500	2	t	B	37.99	0.74	1.04	21.81	0.16	0.52			0.24	0.15
	90.0°	30x35	p	H	32.73	0.65	-0.47	18.77	-0.13	-0.23	0.00	0.00	-0.17	-0.36
		0	p	B	32.73	0.20	0.65	18.77	-0.23	0.31	0.00	0.00	0.31	0.16
11	500	30x35	t	H	31.26	-0.07	0.88	17.75	-0.46	0.44			-0.17	-0.36
	0.0°	2	t	B	31.26	0.88	-0.91	17.75	0.10	-0.46			0.31	0.16
		30x40	p	H	75.65	0.24	1.43	39.99	0.06	0.67	0.00	0.00	-0.02	-0.05
12	500	0	p	B	75.65	1.43	0.24	39.99	-0.70	0.11	0.00	0.00	-0.42	-0.91
	90.0°	30x40	t	H	73.88	0.14	-2.84	38.77	0.00	-1.32			-0.02	-0.05
		2	t	B	38.86	-0.33	0.02	73.82	-2.84	0.02			-0.42	-0.91
13	500	30x50	p	H	119.52	0.60	-1.06	59.21	-0.15	-0.50	0.00	-0.01	0.47	0.18
	90.0°	0	p	B	119.52	0.48	-0.44	59.21	-0.50	-0.15	0.00	0.00	0.72	0.34
		30x50	t	H	117.40	1.62	2.02	57.74	0.23	0.95			0.47	0.18
14	500	2	t	B	117.40	2.02	1.62	57.74	0.22	0.63			0.72	0.34
	90.0°	30x50	p	H	73.57	1.05	-0.14	37.79	-0.07	-0.07	0.00	0.00	1.10	0.48
		0	p	B	73.57	0.04	-1.38	37.79	-0.07	-0.61	0.00	0.00	0.08	0.04
15	500	30x50	t	H	71.42	3.48	0.22	36.38	0.44	0.10			1.10	0.48
	0.0°	2	t	B	71.45	0.22	3.47	36.33	0.02	1.51			0.08	0.04
		30x50	p	H	105.20	1.20	1.19	52.07	-0.75	0.55	0.01	0.00	1.28	0.59
16	500	0	p	B	105.20	1.19	-1.61	52.07	-0.60	-0.75	0.00	0.00	-0.39	-0.83
	90.0°	30x50	t	H	103.08	3.99	-2.39	50.60	0.53	-1.12			1.28	0.59
		2	t	B	103.08	-0.28	3.99	50.60	-1.12	1.84			-0.39	-0.83
17	500	30x40	p	H	73.53	0.24	-1.40	39.08	0.07	-0.65	0.00	0.00	-0.01	-0.05
	90.0°	0	p	B	73.53	0.64	0.24	39.08	-0.65	0.10	0.00	0.00	0.86	0.40
		30x40	t	H	71.76	0.15	2.68	37.86	0.03	1.25			-0.01	-0.05
18	500	2	t	B	71.76	2.68	0.05	37.86	0.30	0.03			0.86	0.40
	0.0°	30x35	p	H	24.62	0.22	-0.12	14.84	-0.22	-0.09	0.00	0.00	0.31	0.16
		0	p	B	24.62	0.18	-0.44	14.84	-0.09	-0.22	0.00	0.00	0.14	0.09
19	500	30x35	t	H	23.15	0.89	0.48	13.82	0.11	0.28			0.31	0.16
	0.0°	2	t	B	23.15	0.48	0.89	13.82	0.10	0.45			0.14	0.09
		30x35	p	H	34.66	0.05	-0.12	19.67	-0.01	-0.07	0.00	-0.01	-0.01	-0.03
20	500	0	p	B	34.66	0.16	0.05	19.67	-0.07	0.02	0.00	0.00	0.11	0.06
	0.0°	30x35	t	H	33.07	-0.01	0.45	18.57	-0.03	0.23			-0.01	-0.03
		2	t	B	33.07	0.45	-0.07	18.57	0.08	-0.03			0.11	0.06
21	500	30x35	p	H	28.73	0.20	-0.26	16.76	-0.09	-0.15	0.00	0.00	-0.07	-0.14
	0.0°	0	p	B	28.73	0.20	0.20	16.76	-0.15	0.11	0.00	0.00	0.19	0.11
		30x35	t	H	27.19	-0.05	0.66	15.70	-0.21	0.36			-0.07	-0.14
22	176	2	t	B	27.19	0.66	-0.38	15.70	0.11	-0.21			0.19	0.11
	0.0°	30x35	p	H	13.62	-0.18	0.16	19.14	-0.58	0.18	-0.03	-0.06	0.25	0.00
		1	p	B	20.20	0.33	-0.55	12.10	0.13	-0.24	0.00	0.00	0.14	0.09
23	176	30x35	t	H	19.65	-0.18	0.40	11.72	-0.38	0.27			0.25	0.00
	0.0°	2	t	B	19.65	0.40	-0.20	11.72	0.19	-0.12			0.14	0.09
		30x35	p	H	23.28	0.75	0.10	13.77	0.35	0.06	-0.01	-0.02	0.12	-0.16
24	500	1	p	B	23.67	0.12	0.69	13.77	0.06	0.35	0.00	0.00	0.01	0.00
	0.0°	30x35	t	H	22.15	0.73	0.13	14.87	0.32	0.06			0.12	-0.16
		2	t	B	23.16	0.12	0.70	13.42	0.06	0.37			0.01	0.00
25	500	30x35	p	H	34.22	0.11	-0.06	19.39	0.00	-0.04	0.01	0.00	-0.02	-0.05
	0.0°	0	p	B	34.22	0.13	0.11	19.39	-0.04	0.05	0.00	0.00	0.08	0.04
		30x35	t	H	32.63	0.01	0.32	18.29	-0.04	0.16			-0.02	-0.05
26	500	2	t	B	32.63	0.32	-0.10	18.29	0.06	-0.04			0.08	0.04
	0.0°	30x35	p	H	24.81	0.53	-0.08	14.89	-0.20	-0.08	0.01	0.00	-0.17	-0.34
		0	p	B	24.81	0.17	0.53	14.89	-0.08	0.27	0.00	0.00	0.12	0.08
27	500	30x35	t	H	13.92	-0.10	0.26	23.31	-0.93	0.42			-0.17	-0.34
	0.0°	2	t	B	23.34	0.42	-0.93	13.88	0.09	-0.48			0.12	0.08

6.7 Involuppo sollecitazioni pilastri al livello 2 per combinazione ultima sismica

Pil	luce <i>alfa</i>	BxH <i>liv</i>	<i>zn</i>	<i>dir</i>	<i>N</i>	Pressoflessione I		<i>N</i>	Pressoflessione II		<i>M_{tx}</i>	Torcente		Tagli <i>T_x</i>	Tagli <i>T_n</i>
						<i>M1</i>	<i>M2</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>		<i>M_m</i>	<i>T_x</i>		
1	500 0.0°	30x40	p	H	37.32	8.76	3.25	48.17	-10.44	-1.05	0.33	-0.33	4.68	-3.45	
		0	p	B	46.59	6.79	2.79	38.90	-4.59	-4.47	0.00	0.00	1.66	-3.09	
		30x40	t	H	46.85	8.97	-0.09	36.11	-5.54	-3.84			4.68	-3.45	
2	500 0.0°	2	t	B	37.87	2.57	4.72	45.09	-6.50	-1.29			1.66	-3.09	
		30x40	p	H	64.27	10.70	1.34	60.83	-10.55	0.56	0.31	-0.31	4.76	-4.84	
		0	p	B	62.81	4.11	1.38	62.29	-2.21	-1.23	0.00	0.00	0.36	-1.48	
3	500 0.0°	30x40	t	H	59.45	9.20	-1.60	62.90	-9.38	-2.10			4.76	-4.84	
		2	t	B	60.84	0.41	1.51	61.52	-3.30	-1.69			0.36	-1.48	
		30x40	p	H	38.84	11.47	0.16	57.40	-10.40	1.40	0.31	-0.31	4.65	-5.39	
4	500 0.0°	0	p	B	50.33	4.04	-1.55	45.91	-2.47	2.62	0.00	0.00	0.52	-1.43	
		30x40	t	H	56.02	8.90	-1.90	37.48	-10.90	-1.10			4.65	-5.39	
		2	t	B	44.05	0.47	-3.46	49.45	-3.11	1.46			0.52	-1.43	
5	500 0.0°	30x40	p	H	39.47	10.45	-1.10	13.19	-9.79	2.65	0.33	-0.33	4.22	-4.66	
		0	p	B	27.49	6.21	-3.16	25.17	-4.66	3.82	0.00	0.00	1.77	-2.75	
		30x40	t	H	12.01	7.70	-2.97	38.12	-8.87	0.31			4.22	-4.66	
6	500 0.0°	2	t	B	24.41	2.94	-3.77	25.72	-5.59	2.61			1.77	-2.75	
		30x35	p	H	27.96	8.12	-1.08	13.99	-7.42	1.49	0.25	-0.26	3.15	-3.54	
		0	p	B	26.90	3.66	-2.54	15.05	-3.24	3.25	0.00	0.00	1.38	-1.67	
7	500 0.0°	30x35	t	H	12.96	6.18	-1.70	26.74	-7.18	0.83			3.15	-3.54	
		2	t	B	14.20	2.68	-3.21	25.49	-3.55	2.21			1.38	-1.67	
		30x40	p	H	39.62	6.32	1.17	23.68	-5.87	-2.13	0.33	-0.32	2.35	-2.63	
8	500 0.0°	0	p	B	28.40	5.38	1.94	34.91	-6.34	-1.49	0.00	0.00	2.86	-2.12	
		30x40	t	H	22.58	4.35	2.64	38.13	-5.12	-0.42			2.35	-2.63	
		2	t	B	33.52	5.95	1.11	27.19	-3.73	-1.88			2.86	-2.12	
9	500 0.0°	30x40	p	H	19.31	5.80	-1.75	35.02	-6.44	1.35	0.32	-0.33	2.74	-2.28	
		0	p	B	23.83	5.48	-1.99	30.50	-5.87	1.35	0.00	0.00	2.59	-2.24	
		30x40	t	H	33.54	5.47	-0.89	18.20	-4.10	2.03			2.74	-2.28	
10	500 0.0°	2	t	B	29.10	5.27	-0.80	22.64	-4.14	2.17			2.59	-2.24	
		30x35	p	H	28.98	7.83	0.97	15.59	-7.06	-1.57	0.25	-0.25	2.99	-3.42	
		0	p	B	16.22	3.15	3.13	28.36	-3.75	-2.37	0.00	0.00	1.73	-1.33	
11	500 90.0°	30x35	t	H	14.56	5.84	1.81	27.75	-6.95	-0.68			2.99	-3.42	
		2	t	B	26.97	3.67	2.01	15.34	-2.55	-3.12			1.73	-1.33	
		30x40	p	H	46.75	11.78	0.52	49.36	-11.50	1.15	0.31	-0.31	5.00	-5.06	
12	500 90.0°	0	p	B	51.73	3.28	-1.36	44.37	-1.61	1.64	0.00	0.00	0.41	-1.46	
		30x40	t	H	48.01	10.26	-1.91	45.37	-10.23	-1.40			5.00	-5.06	
		2	t	B	42.99	0.34	-1.31	50.39	-3.64	1.34			0.41	-1.46	
13	500 90.0°	30x50	p	H	82.15	14.75	-0.83	63.02	-15.18	-0.41	0.47	-0.47	5.72	-5.25	
		0	p	B	76.24	3.50	-0.97	68.93	-4.75	0.54	0.00	0.00	2.28	-1.44	
		30x50	t	H	61.50	10.01	0.94	80.40	-8.33	1.43			5.72	-5.25	
14	500 90.0°	2	t	B	67.32	5.05	0.27	74.59	-2.69	1.41			2.28	-1.44	
		30x50	p	H	54.24	13.05	-0.09	37.36	-14.60	-0.07	0.47	-0.47	5.49	-4.26	
		0	p	B	41.77	3.88	-0.82	49.84	-4.04	-0.73	0.00	0.00	1.79	-1.70	
15	500 90.0°	30x50	t	H	35.73	9.56	0.04	52.61	-5.70	0.20			5.49	-4.26	
		2	t	B	48.23	3.67	1.76	40.11	-3.42	2.11			1.79	-1.70	
		30x50	p	H	73.76	14.22	0.96	53.98	-16.10	0.43	0.47	-0.46	6.44	-4.96	
16	500 90.0°	0	p	B	65.03	4.50	0.12	62.71	-3.11	-2.00	0.00	0.00	1.16	-2.13	
		30x50	t	H	52.39	12.23	-1.13	72.09	-7.62	-1.67			6.44	-4.96	
		2	t	B	61.12	1.86	3.13	63.36	-4.66	1.48			1.16	-2.13	
17	500 90.0°	30x40	p	H	45.42	11.29	-0.43	48.28	-11.04	-1.20	0.31	-0.31	4.81	-4.85	
		0	p	B	42.68	1.67	1.84	51.03	-3.30	-1.59	0.00	0.00	1.47	-0.46	
		30x40	t	H	46.94	9.87	1.88	44.04	-9.79	1.25			4.81	-4.85	
18	500 0.0°	2	t	B	49.67	3.64	1.55	41.31	-0.51	-1.46			1.47	-0.46	
		30x35	p	H	13.19	3.14	-1.09	21.08	-3.69	0.90	0.25	-0.26	1.62	-1.24	
		0	p	B	8.67	5.50	-0.88	25.59	-5.70	0.33	0.00	0.00	2.47	-2.28	
19	500 0.0°	30x35	t	H	19.66	3.31	-0.62	12.34	-2.21	1.28			1.62	-1.24	
		2	t	B	24.45	4.94	-0.01	7.56	-4.28	1.12			2.47	-2.28	
		30x35	p	H	23.59	3.86	-0.47	22.63	-3.81	0.31	0.23	-0.24	1.70	-1.73	
20	500 0.0°	0	p	B	21.45	3.20	-0.43	24.77	-3.36	0.48	0.00	0.00	1.11	-0.97	
		30x35	t	H	21.41	3.54	0.09	22.36	-3.62	0.46			1.70	-1.73	
		2	t	B	23.52	2.21	-0.38	20.25	-1.66	0.30			1.11	-0.97	
21	500 0.0°	30x35	p	H	23.78	3.64	-0.39	15.34	-3.38	0.04	0.24	-0.25	1.41	-1.58	
		0	p	B	10.15	3.72	-0.06	28.97	-4.08	0.32	0.00	0.00	1.63	-1.37	
		30x35	t	H	14.32	2.71	0.39	22.43	-3.20	0.47			1.41	-1.58	
22	176 0.0°	2	t	B	27.65	3.63	-0.28	9.10	-2.77	-0.21			1.63	-1.37	
		30x35	p	H	15.23	4.41	0.18	13.60	-5.12	0.12	0.24	-0.31	4.02	-3.77	
		1	p	B	22.44	2.18	-0.21	6.39	-1.73	-0.50	0.00	0.00	1.42	-1.22	
23	176 0.0°	30x35	t	H	12.98	1.96	-0.07	15.00	-2.23	0.67			4.02	-3.77	
		2	t	B	22.35	3.22	-0.41	5.63	-2.62	0.13			1.42	-1.22	
		30x35	p	H	9.96	6.54	0.12	22.90	-5.57	0.03	0.24	-0.27	7.33	-7.40	
24	500 0.0°	1	p	B	24.95	2.36	0.70	7.92	-2.21	0.27	0.00	0.00	1.54	-1.53	
		30x35	t	H	22.31	5.41	0.16	9.78	-4.54	-0.01			7.33	-7.40	
		2	t	B	25.36	3.49	0.56	6.73	-3.33	0.31			1.54	-1.53	
25	500 0.0°	30x35	p	H	24.70	3.91	0.17	21.09	-3.78	-0.25	0.24	-0.23	1.72	-1.78	
		0	p	B	21.42	3.17	0.32	24.37	-3.25	-0.18	0.00	0.00	1.08	-0.99	
		30x35	t	H	19.86	3.65	0.29	23.48	-3.78	0.10			1.72	-1.78	
26	500 0.0°	2	t	B	23.16	2.16	0.12	20.18	-1.77	-0.25			1.08	-0.99	
		30x35	p	H	21.54	3.62	0.60	12.91	-2.96	-0.76	0.26	-0.25	1.16	-1.58	
		0	p	B	8.79	5.29	0.75	25.66	-5.45	-0.09	0.00	0.00	2.36	-2.19	
27	500 0.0°	30x35	t	H	12.06	2.04	0.98	20.13	-3.19	-0.38			1.16	-1.58	
		2	t	B	24.51	4.72	-0.18	7.68	-4.12	-0.98			2.36	-2.19	

Per le due combinazioni precedenti si riportano di seguito gli involuppi delle varie componenti di azione interna {N, M₁, M₂}, sia per la condizione SLU che SLV sismica, suddivise per le tipologie di piastrini oggetto di incamiciatura (sez. 30x35 cmq e 30x40 cmq).

Per le colonne 30x50cmq due di esse saranno oggetto di rinforzo localizzato tramite la posa di una colonna di acciaio in affiancamento (HEB200), in grado di riprendere lo sforzo assiale (pil.13-14); la residua (C12) sarà oggetto di incamiciatura. Per queste le verifiche sono riportate singolarmente. Per le colonne con incamiciatura si trascurano le armature preesistenti e la sezione di conglomerato originale a vantaggio di sicurezza.

8.2.1. Verifica SLV – Pil. 30x35 (Pressoflessione I)

Descrizione : Sezione in C.A.
 Nome lavoro : CDM____
 Nome file : Varisella_PIL_30x35_inviluppo_2019_08_02.VSE.txt
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 800. ; fck = 664. ; fcd = 376.27 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: a G DOPPIA

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	0.	35.	1	17.5	32.	14.	1.5394
1- 2	35.	35.	2	17.5	3.	14.	1.5394
1- 3	35.	17.6	3	3.	3.	14.	1.5394
1- 4	31.	17.6	4	3.	12.7	14.	1.5394
1- 5	31.	31.	5	3.	22.3	14.	1.5394
1- 6	4.	31.	6	3.	32.	14.	1.5394
1- 7	4.	4.	7	32.	32.	14.	1.5394
1- 8	31.	4.	8	32.	22.3	14.	1.5394
1- 9	31.	17.4	9	32.	12.7	14.	1.5394
1-10	35.	17.4	10	32.	3.	14.	1.5394
1-11	35.	0.					
1-12	0.	0.					

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 14.95; y= 20. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	-27960.	812000.	-108000.	
2	-26900.	-254000.	366000.	
3	-12960.	618000.	-170000.	
4	-14200.	-321000.	268000.	
5	-28980.	783000.	97000.	
6	-16220.	313000.	315000.	
7	-14560.	584000.	181000.	
8	-26970.	201000.	367000.	
9	-13190.	314000.	-109000.	
10	-8670.	-88000.	550000.	
11	-19660.	331000.	-62000.	
12	-24450.	-1000.	494000.	
13	-23590.	386000.	-47000.	
14	-21450.	-43000.	320000.	
15	-21410.	354000.	9000.	
16	-23520.	-38000.	221000.	
17	-23780.	364000.	-39000.	
18	-10150.	-6000.	372000.	
19	-14320.	271000.	39000.	
20	-27650.	-28000.	363000.	
21	-15230.	441000.	18000.	
22	-22440.	-21000.	218000.	
23	-12980.	196000.	-7000.	
24	-22350.	-41000.	322000.	
25	-9960.	654000.	12000.	
26	-24950.	70000.	236000.	
27	-22310.	541000.	16000.	
28	-25360.	56000.	349000.	
29	-24700.	391000.	17000.	
30	-21420.	32000.	317000.	
31	-19860.	365000.	29000.	
32	-23160.	12000.	216000.	
33	-21540.	362000.	60000.	
34	-8790.	75000.	529000.	
35	-12060.	204000.	98000.	
36	-24510.	-18000.	472000.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00006446578	.00000767186	.0012956572
2.	.00001274427	-.00001700023	.00001722498
3.	-.00005702808	.00001271369	.00118787799
4.	.00002323	-.00001738781	.00001947767
5.	-.0000598945	-.00000661959	.00141597776
6.	-.00002151473	-.00002011059	.00083175746
7.	-.00005143813	-.00001309472	.00147474221
8.	-.00000965385	-.00001598559	.00037480653
9.	-.00002166548	.00000665121	.00034834442
10.	.00000708001	-.00004778588	.00108291743
11.	-.00001718177	.00000318257	.00022887163
12.	.00000005919	-.00002732828	.00049946126
13.	-.00001952908	.00000239888	.00026805354
14.	.00000202758	-.00001334514	.00013629451
15.	-.0000178962	-.00000043283	.00029391778
16.	.000001119896	-.00000659168	-.00001784549
17.	-.00001712855	.00000189154	.00021450612
18.	.00000042767	-.00002781287	.00064507671
19.	-.0000154291	-.00000207853	.00032110215
20.	.00000120241	-.00001340526	.00010452254
21.	-.00003355971	-.00000114789	.00077515547
22.	.000000066506	-.00000647492	-.00000536536
23.	-.00000879011	.00000032868	.00011825362
24.	.00000188202	-.00001297148	.00012256732
25.	-.00006407893	-.00000090585	.00164065804
26.	-.00000229256	-.00000719506	.00004790626
27.	-.0000378436	-.0000009711	.00081308363
28.	-.00000250322	-.0000135777	.00019142496
29.	-.00001904986	-.00000081925	.00030205427
30.	-.00000149525	-.00001306178	.00019086129
31.	-.00002043726	-.00000153441	.00039227381
32.	-.00000036921	-.00000639069	.0000074831
33.	-.00001878186	-.00000305396	.0003623892
34.	-.00000597218	-.00004545478	.00124688943
35.	-.00001102921	-.00000505449	.0002834331
36.	.00000103391	-.00002511604	.00042503622

Deformazioni massime sui materiali:

Cls					Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve	
1	1- 1	-.9606	-274.7	si	10.	1.3478	2695.5	si	
2	1-11	-.5778	-186.	si	6.	.374	748.1	si	
3	1- 1	-.8081	-242.6	si	10.	1.4236	2847.3	si	
4	1-11	-.5891	-189.	si	6.	.7107	1421.3	si	
5	1- 2	-.912	-264.9	si	3.	1.2164	2432.9	si	
6	1- 2	-.6251	-198.5	si	3.	.7069	1413.8	si	
7	1- 2	-.7839	-237.2	si	3.	1.2811	2562.3	si	
8	1- 2	-.5226	-170.9	si	3.	.2979	595.8	si	
9	1- 1	-.4099	-138.4	si	10.	.4962	992.4	si	
10	1-11	-.5896	-189.1	si	6.	1.1661	2332.2	si	
11	1- 1	-.3725	-127.1	si	10.	.2792	558.3	si	
12	1-11	-.457	-152.3	si	6.	.4194	838.7	si	
13	1- 1	-.4155	-140.1	si	10.	.2862	572.5	si	
14	1-11	-.3308	-114.2	si	6.	.1611	322.3	si	
15	1- 2	-.3476	-119.4	si	3.	.2389	477.9	si	
16	1-11	-.2486	-87.7	si	6.	.0007	1.5	si	
17	1- 1	-.385	-130.9	si	10.	.2236	447.3	si	
18	1-11	-.3284	-113.4	si	6.	.5753	1150.6	si	
19	1- 2	-.2917	-101.7	si	3.	.2686	537.2	si	
20	1-11	-.3647	-124.7	si	6.	.1028	205.6	si	
21	1- 2	-.4396	-147.2	si	3.	.671	1342.1	si	
22	1-11	-.232	-82.2	si	6.	-.0035	-7.	si	
23	1- 1	-.1894	-67.9	si	10.	.1024	204.8	si	
24	1-11	-.3314	-114.4	si	6.	.1439	287.8	si	
25	1- 2	-.6338	-200.7	si	3.	1.4457	2891.4	si	
26	1- 2	-.2842	-99.3	si	3.	.0194	38.9	si	
27	1- 2	-.5454	-177.2	si	3.	.6966	1393.3	si	
28	1- 2	-.3714	-126.8	si	3.	.1432	286.4	si	
29	1- 2	-.3934	-133.5	si	3.	.2424	484.9	si	
30	1- 2	-.3186	-110.3	si	3.	.1472	294.4	si	
31	1- 2	-.3767	-128.4	si	3.	.3264	652.7	si	
32	1- 2	-.2291	-81.3	si	3.	-.0128	-25.6	si	
33	1- 2	-.4019	-136.	si	3.	.2969	593.8	si	
34	1- 2	-.5531	-179.3	si	3.	1.0926	2185.2	si	
35	1- 2	-.2795	-97.8	si	3.	.2352	470.4	si	
36	1-11	-.454	-151.4	si	6.	.3828	765.5	si	

8.2.2. Verifica SLV – Pil. 30x35 (Pressoflessione II)

Descrizione : Sezione in C.A.
 Nome lavoro : CDM____
 Nome file : Varisella_PIL_30x35_inviluppo2_2019_08_02.VSE.txt
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:
 Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 800. ; fck = 664. ; fcd = 376.27 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: a G DOPPIA

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	0.	35.	1	17.5	32.	14.	1.5394
1- 2	35.	35.	2	17.5	3.	14.	1.5394
1- 3	35.	17.6	3	3.	3.	14.	1.5394
1- 4	31.	17.6	4	3.	12.7	14.	1.5394
1- 5	31.	31.	5	3.	22.3	14.	1.5394
1- 6	4.	31.	6	3.	32.	14.	1.5394
1- 7	4.	4.	7	32.	32.	14.	1.5394
1- 8	31.	4.	8	32.	22.3	14.	1.5394
1- 9	31.	17.4	9	32.	12.7	14.	1.5394
1-10	35.	17.4	10	32.	3.	14.	1.5394
1-11	35.	0.					
1-12	0.	0.					

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 17.47; y= 17.5 (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	-13990.	-742000.	149000.	
2	-15050.	325000.	-324000.	
3	-26740.	-718000.	83000.	
4	-25490.	221000.	-355000.	
5	-15590.	-706000.	-157000.	
6	-28360.	-237000.	-375000.	
7	-27750.	-695000.	-68000.	
8	-15340.	-312000.	-255000.	
9	-21080.	-369000.	90000.	
10	-25590.	33000.	-570000.	
11	-12340.	-221000.	128000.	
12	-7560.	112000.	-428000.	
13	-22630.	-381000.	31000.	
14	-24770.	48000.	-336000.	
15	-22360.	-362000.	46000.	
16	-20250.	30000.	-166000.	
17	-15340.	-338000.	4000.	
18	-28970.	32000.	-408000.	
19	-22430.	-320000.	47000.	
20	-9100.	-21000.	-277000.	
21	-13600.	-512000.	12000.	
22	-6390.	-50000.	-173000.	
23	-15000.	-223000.	67000.	
24	-5630.	13000.	-262000.	
25	-22900.	-557000.	3000.	
26	-7920.	27000.	-221000.	
27	-9780.	-454000.	-1000.	
28	-6730.	31000.	-333000.	
29	-21090.	-378000.	-25000.	
30	-24370.	-18000.	-325000.	
31	-23480.	-378000.	10000.	
32	-20180.	-25000.	-177000.	
33	-12910.	-296000.	-76000.	
34	-25660.	-9000.	-545000.	
35	-20130.	-319000.	-38000.	
36	-7680.	-98000.	-412000.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00007055708	-.00001146031	-.00051592343
2.	-.00002362233	.00002168063	.00017228365
3.	.00005430406	-.00000556458	-.00062334338
4.	-.00001102541	.00001628432	-.00014713863
5.	.00006462649	.00001183057	-.00088993706
6.	.00001147198	.00001661628	-.00056664187
7.	.00005052145	.00000452083	-.00077677272
8.	.0000212961	.00001580224	-.00055978618
9.	.00002010744	-.00000474035	-.00027232279
10.	-.00000208428	.00003411271	-.00049097877
11.	.00001288266	-.00000696477	-.00008400268
12.	-.00000878644	.00003628748	-.00020152417
13.	.00001972591	-.00000156794	-.00034020121
14.	-.00000211629	.00001286416	-.00027794035
15.	.00001804006	-.00000227714	-.00030901839
16.	-.0000009073	.00000487994	-.00016551762
17.	.00002172813	-.00000021065	-.00031654663
18.	-.00000147306	.00001630361	-.00035924358
19.	.00001391182	-.00000211429	-.00027142432
20.	.00000140769	.00001914248	-.00026333365
21.	.00004350502	-.00000081591	-.00047164669
22.	.00000321834	.00001136384	-.00020334898
23.	.00001021629	-.00000309582	-.00015706713
24.	-.000000956	.0000209388	-.00020186836
25.	.00003909732	-.00000015326	-.00054287898
26.	-.00000174795	.00001461887	-.00015953911
27.	.00004085296	.0000000892	-.0004243157
28.	-.0000023292	.00002713814	-.00023800185
29.	.00002073185	.00000135491	-.00038725616
30.	.00000077656	.00001210872	-.00031790245
31.	.00001868257	-.00000047735	-.00035681561
32.	.00000075974	.00000520663	-.00020013583
33.	.00001971956	.00000452816	-.00035654882
34.	.00000055291	.00003148237	-.00051411977
35.	.00001545157	.00000187024	-.0003379488
36.	.00000759957	.00003448386	-.0004763388

Deformazioni massime sui materiali:

sol	Cls				Acciaio lento			
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1-11	-.917	-265.9	si	6.	1.7075	3415.	si
2	1- 1	-.6545	-206.	si	10.	.7952	1590.4	si
3	1-11	-.8181	-244.9	si	6.	1.0977	2195.4	si
4	1- 1	-.533	-173.8	si	10.	.3409	681.8	si
5	1-12	-.8899	-260.4	si	7.	1.5567	3113.4	si
6	1-12	-.5666	-183.	si	7.	.3322	664.4	si
7	1-12	-.7768	-235.5	si	7.	.9846	1969.2	si
8	1-12	-.5598	-181.2	si	7.	.6274	1254.7	si
9	1-11	-.4382	-146.8	si	6.	.3569	713.8	si
10	1- 1	-.5639	-182.3	si	10.	.5944	1188.8	si
11	1-11	-.3278	-113.2	si	6.	.3073	614.7	si
12	1- 1	-.509	-167.2	si	10.	.9333	1866.6	si
13	1-11	-.3951	-134.	si	6.	.2863	572.6	si
14	1- 1	-.352	-120.8	si	10.	.1274	254.7	si
15	1-11	-.3887	-132.	si	6.	.2614	522.9	si
16	1- 1	-.1973	-70.6	si	10.	-.0121	-24.2	si
17	1-11	-.3239	-112.	si	6.	.3781	756.2	si
18	1- 1	-.4108	-138.7	si	10.	.1581	316.1	si
19	1-11	-.3454	-118.7	si	6.	.1674	334.8	si
20	1-12	-.2633	-92.6	si	7.	.3943	788.5	si
21	1-11	-.5002	-164.7	si	6.	.9181	1836.1	si
22	1-12	-.2033	-72.6	si	7.	.2633	526.6	si
23	1-11	-.2654	-93.2	si	6.	.1606	321.1	si
24	1- 1	-.2353	-83.3	si	10.	.4653	930.6	si
25	1-11	-.5482	-178.	si	6.	.7078	1415.6	si
26	1- 1	-.2207	-78.5	si	10.	.303	606.	si
27	1-12	-.4243	-142.7	si	7.	.8858	1771.7	si
28	1- 1	-.3195	-110.6	si	10.	.6234	1246.9	si
29	1-12	-.3873	-131.6	si	7.	.3195	639.	si
30	1-12	-.3179	-110.1	si	7.	.0944	188.9	si
31	1-11	-.3735	-127.4	si	6.	.2396	479.2	si
32	1-12	-.2001	-71.5	si	7.	-.0092	-18.4	si
33	1-12	-.3565	-122.2	si	7.	.4194	838.8	si
34	1-12	-.5141	-168.6	si	7.	.511	1022.	si
35	1-12	-.3379	-116.4	si	7.	.2163	432.7	si
36	1-12	-.4763	-157.9	si	7.	.8703	1740.7	si

8.2.3. Verifica SLV – Pil. 30x40 (Pressoflessione I)

Descrizione : Sezione in C.A.
 Nome lavoro : CDM____
 Nome file : Varisella_PIL_30x40_inviluppol_2019_08_02.vse.txt
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:
 Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 800. ; fck = 664. ; fcd = 376.27 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
 Tipo sezione: a G DOPPIA

Cls:			Acciaio lento:				
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	0.	40.	1	15.	37.	14.	1.5394
1- 2	30.	40.	2	15.	3.	14.	1.5394
1- 3	30.	20.2	3	3.	3.	14.	1.5394
1- 4	26.	20.2	4	3.	14.3	14.	1.5394
1- 5	26.	36.	5	3.	25.7	14.	1.5394
1- 6	4.	36.	6	3.	37.	14.	1.5394
1- 7	4.	4.	7	27.	37.	14.	1.5394
1- 8	26.	4.	8	27.	25.7	14.	1.5394
1- 9	26.	19.8	9	27.	14.3	14.	1.5394
1-10	30.	19.8	10	27.	3.	14.	1.5394
1-11	30.	0.					
1-12	0.	0.					

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 14.95; y= 20. (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
 Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	-37320.	876000.	325000.	
2	-46590.	279000.	679000.	
3	-46850.	897000.	-9000.	
4	-37870.	472000.	257000.	
5	-64270.	1070000.	134000.	
6	-62810.	138000.	411000.	
7	-59450.	920000.	-160000.	
8	-60840.	151000.	41000.	
9	-38840.	1147000.	16000.	
10	-50330.	-155000.	404000.	
11	-56020.	890000.	-190000.	
12	-44050.	-346000.	47000.	
13	-39470.	1045000.	-110000.	
14	-27490.	-316000.	621000.	
15	-12010.	770000.	-297000.	
16	-24410.	-377000.	294000.	
17	-39620.	632000.	117000.	
18	-28400.	194000.	538000.	
19	-22580.	435000.	264000.	
20	-33520.	111000.	595000.	
21	-19310.	580000.	-175000.	
22	-23830.	-199000.	548000.	
23	-33540.	547000.	-89000.	
24	-29100.	-80000.	527000.	
25	-46750.	1178000.	52000.	
26	-51730.	-136000.	328000.	
27	-48010.	1026000.	-191000.	
28	-42990.	-131000.	34000.	
29	-45420.	1129000.	-43000.	
30	-42680.	184000.	167000.	
31	-46940.	987000.	188000.	
32	-49670.	155000.	364000.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
------	-----	-----	--------

1.	-.00004706472	-.00002851342	.00148284076
2.	-.00001325783	-.00004887196	.00093969957
3.	-.00003919254	.0000008281	.00070102319
4.	-.00001595233	-.00001466448	.00039750341
5.	-.00004414868	-.00000997141	.00082638299
6.	-.00000370618	-.00001793885	.0000212906
7.	-.00003492325	.00001110104	.00031769642
8.	-.00000400825	-.00000175199	-.00019464901
9.	-.00006808962	-.00000135857	.0016333616
10.	.0000042931	-.00001745759	-.00007610662
11.	-.00003467399	.00001337385	.00031062358
12.	.00000881438	-.0000019374	-.00036418111
13.	-.0000582628	.00001029921	.00117513157
14.	.00001778163	-.00005967887	.00075919025
15.	-.00005713239	.00003230285	.00116165718
16.	.00001671559	-.00002116725	-.00001967651
17.	-.00002295212	-.00000748173	.00044710927
18.	-.0000099325	-.00004544766	.00097708312
19.	-.00002083435	-.00002048439	.00076246413
20.	-.00000556012	-.00004770456	.00088369015
21.	-.00003346846	.00001563992	.00060287022
22.	.00001091058	-.00005182964	.00075082645
23.	-.00001988148	.00000575637	.00021493582
24.	.00000396204	-.00004233924	.00061749372
25.	-.00006503599	-.00000462749	.0015030863
26.	.00000354114	-.0000138806	-.00012196698
27.	-.00005095163	.00001639057	.00078830163
28.	.00000332348	-.00000139139	-.0002539111
29.	-.00006133484	.00000415793	.00128373235
30.	-.00000466924	-.00000688956	-.00001209937
31.	-.00004803272	-.00001555447	.00119617917
32.	-.0000041274	-.00001548796	.00006589782

Deformazioni massime sui materiali:

Cls					Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve	
1	1- 2	-1.2552	-324.1	si	3.	1.2561	2512.2	si	
2	1- 2	-1.0568	-292.6	si	3.	.7533	1506.6	si	
3	1- 1	-.8667	-255.4	si	10.	.6058	1211.6	si	
4	1- 2	-.6805	-212.5	si	3.	.3057	611.3	si	
5	1- 2	-1.2387	-321.7	si	3.	.664	1328.	si	
6	1- 2	-.6651	-208.6	si	3.	-.0436	-87.3	si	
7	1- 1	-1.0792	-296.5	si	10.	.5127	1025.3	si	
8	1- 2	-.4075	-137.7	si	3.	-.2119	-423.9	si	
9	1- 2	-1.131	-305.2	si	3.	1.425	2850.	si	
10	1-11	-.5998	-191.9	si	6.	.0304	60.7	si	
11	1- 1	-1.0763	-296.	si	10.	.5677	1135.4	si	
12	1-11	-.4223	-142.1	si	6.	-.0439	-87.7	si	
13	1- 1	-1.1554	-309.2	si	10.	1.2784	2556.8	si	
14	1-11	-1.0312	-288.	si	6.	1.2381	2476.1	si	
15	1- 1	-1.1236	-304.	si	10.	1.8624	3724.9	si	
16	1-11	-.6547	-206.	si	6.	.5353	1070.6	si	
17	1- 2	-.6954	-216.2	si	3.	.3558	711.6	si	
18	1- 2	-.7836	-237.1	si	3.	.8109	1621.9	si	
19	1- 2	-.6854	-213.7	si	3.	.6385	1277.	si	
20	1- 2	-.7699	-233.9	si	3.	.7239	1447.8	si	
21	1- 1	-.7359	-225.9	si	10.	.9247	1849.5	si	
22	1-11	-.8041	-241.7	si	6.	.999	1998.1	si	
23	1- 1	-.5803	-186.7	si	10.	.3107	621.4	si	
24	1-11	-.6527	-205.5	si	6.	.6371	1274.1	si	
25	1- 2	-1.2372	-321.5	si	3.	1.2941	2588.2	si	
26	1-11	-.5384	-175.3	si	6.	-.0326	-65.2	si	
27	1- 1	-1.2498	-323.3	si	10.	1.078	2156.	si	
28	1-11	-.2957	-103.	si	6.	-.1351	-270.2	si	
29	1- 1	-1.1697	-311.4	si	10.	1.212	2424.	si	
30	1- 2	-.4056	-137.1	si	3.	-.0468	-93.6	si	
31	1- 2	-1.1918	-314.8	si	3.	1.0054	2010.8	si	
32	1- 2	-.5638	-182.2	si	3.	.0071	14.1	si	

8.2.4. Verifica SLV – Pil. 30x40 (Pressoflessione II)

Descrizione : Sezione in C.A.
 Nome lavoro : CDM____
 Nome file : Varisella_PIL_30x40_inviluppo2_2019_08_02.vse.txt
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:
 Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 800. ; fck = 664. ; fcd = 376.27 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
 Tipo sezione: a G DOPPIA

Cls:			Acciaio lento:				
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	0.	40.	1	15.	37.	14.	1.5394
1- 2	30.	40.	2	15.	3.	14.	1.5394
1- 3	30.	20.2	3	3.	3.	14.	1.5394
1- 4	26.	20.2	4	3.	14.3	14.	1.5394
1- 5	26.	36.	5	3.	25.7	14.	1.5394
1- 6	4.	36.	6	3.	37.	14.	1.5394
1- 7	4.	4.	7	27.	37.	14.	1.5394
1- 8	26.	4.	8	27.	25.7	14.	1.5394
1- 9	26.	19.8	9	27.	14.3	14.	1.5394
1-10	30.	19.8	10	27.	3.	14.	1.5394
1-11	30.	0.					
1-12	0.	0.					

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 14.95; y= 20. (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
 Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	-48170.	-1044000.	-105000.	
2	-38900.	-447000.	-459000.	
3	-36110.	-554000.	-384000.	
4	-45090.	-129000.	-650000.	
5	-60830.	-1055000.	56000.	
6	-62290.	-123000.	-221000.	
7	-62900.	-938000.	-210000.	
8	-61520.	-169000.	-330000.	
9	-57400.	-1040000.	140000.	
10	-45910.	262000.	-247000.	
11	-37480.	-1090000.	-110000.	
12	-49450.	146000.	-311000.	
13	-13190.	-979000.	265000.	
14	-25170.	382000.	-466000.	
15	-38120.	-887000.	31000.	
16	-25720.	261000.	-559000.	
17	-23680.	-587000.	-213000.	
18	-34910.	-149000.	-634000.	
19	-38130.	-512000.	-42000.	
20	-27190.	-188000.	-373000.	
21	-35020.	-644000.	135000.	
22	-30500.	135000.	-587000.	
23	-18200.	-410000.	203000.	
24	-22640.	217000.	-414000.	
25	-49360.	-1150000.	115000.	
26	-44370.	164000.	-161000.	
27	-45370.	-1023000.	-140000.	
28	-50390.	134000.	-364000.	
29	-48280.	-1104000.	-120000.	
30	-51030.	-159000.	-330000.	
31	-44040.	-979000.	125000.	
32	-41310.	-146000.	-51000.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
------	-----	-----	--------

1.	.00005168673	.00000911935	-.00115578813
2.	.00001925911	.00003101347	-.00092122851
3.	.00002456535	.00002784713	-.00094343302
4.	.00000593894	.00004480337	-.00086327409
5.	.00004426178	-.00000414429	-.0009956453
6.	.00000328085	.00000962407	-.00052075254
7.	.00003537589	.0000144454	-.00116424682
8.	.00000450705	.00001435773	-.00061593458
9.	.00004546681	-.00001081293	-.00087522004
10.	-.00000682505	.00001046132	-.00024654881
11.	.00006404938	.00001072838	-.00120612441
12.	-.00000378272	.0000131182	-.00036687385
13.	.00007952607	-.00003244152	-.0003886883
14.	-.00002011982	.00004132743	-.00009108199
15.	.00004453671	-.00000242511	-.00079305042
16.	-.00001426141	.00005208101	-.00031403533
17.	.00003109874	.00001799037	-.00078568051
18.	.00000766662	.00005237758	-.00085799737
19.	.00001529235	.00000230803	-.00050549651
20.	.00000794698	.00002437579	-.00056365376
21.	.00002668216	-.00000953941	-.00044461904
22.	-.0000070124	.00005001209	-.00050126251
23.	.00002072459	-.00001633575	-.00010357585
24.	-.00001080016	.00003438565	-.00022152252
25.	.00006070497	-.00001019488	-.00099093308
26.	-.00000417705	.00000669422	-.00023339449
27.	.00005202818	.0000122577	-.00117518272
28.	-.00000353669	.00001547127	-.00041309244
29.	.00005725058	.0000108342	-.00125057283
30.	.00000415323	.00001400078	-.00054762444
31.	.00004880031	-.00001042728	-.00078338283
32.	.00000368915	.00000211231	-.00030532184

Deformazioni massime sui materiali:

Cls					Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve	
1	1-12	-1.1558	-309.2	si	7.	1.0028	2005.7	si	
2	1-12	-.9212	-266.8	si	7.	.6287	1257.4	si	
3	1-12	-.9434	-271.3	si	7.	.7174	1434.7	si	
4	1-12	-.8633	-254.7	si	7.	.5662	1132.3	si	
5	1-11	-1.12	-303.4	si	6.	.6296	1259.2	si	
6	1-12	-.5208	-170.4	si	7.	-.1395	-279.	si	
7	1-12	-1.1642	-310.6	si	7.	.5347	1069.4	si	
8	1-12	-.6159	-196.1	si	7.	-.0615	-123.	si	
9	1-11	-1.1996	-316.	si	6.	.7746	1549.2	si	
10	1- 1	-.5196	-170.1	si	10.	.0154	30.9	si	
11	1-12	-1.2061	-317.	si	7.	1.4534	2906.7	si	
12	1- 1	-.5182	-169.7	si	10.	-.024	-48.1	si	
13	1-11	-1.3619	-338.	si	6.	2.4565	3919.	si	
14	1- 1	-.8959	-261.6	si	10.	.9644	1928.8	si	
15	1-11	-.8658	-255.3	si	6.	.8475	1695.1	si	
16	1- 1	-.8845	-259.2	si	10.	1.0494	2098.7	si	
17	1-12	-.7857	-237.6	si	7.	.8507	1701.4	si	
18	1-12	-.858	-253.6	si	7.	.8399	1679.7	si	
19	1-12	-.5055	-166.2	si	7.	.1226	245.3	si	
20	1-12	-.5637	-182.2	si	7.	.3885	777.1	si	
21	1-11	-.7308	-224.7	si	6.	.514	1028.	si	
22	1- 1	-.7818	-236.7	si	10.	.828	1656.1	si	
23	1-11	-.5936	-190.2	si	6.	.6142	1228.5	si	
24	1- 1	-.6535	-205.7	si	10.	.6745	1349.	si	
25	1-11	-1.2968	-329.7	si	6.	1.2246	2449.1	si	
26	1- 1	-.4005	-135.6	si	10.	-.0652	-130.4	si	
27	1-12	-1.1752	-312.3	si	7.	1.0808	2161.6	si	
28	1- 1	-.5546	-179.7	si	10.	-.006	-12.	si	
29	1-12	-1.2506	-323.4	si	7.	1.1602	2320.4	si	
30	1-12	-.5476	-177.8	si	7.	-.0159	-31.9	si	
31	1-11	-1.0962	-299.4	si	6.	.9909	1981.9	si	
32	1-12	-.3053	-106.1	si	7.	-.1118	-223.6	si	

Tutte le colonne sono verificate, sotto le ipotesi prudenziali assunte

8.2.5. Verifica colonne 30x35/30x40 cmq in condizioni gravitazionali

In condizione gravitazionale, le colonne sono praticamente soggette a sforzo centrato.

I valori estremi delle sollecitazioni sono i seguenti

1. Colonne 30x35 cmq

Condizione SLU						
Soll.	<i>N</i>	<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>N</i>	<i>M1</i>	<i>M2</i>
U.M.	t	t*m	t*m	t	t*m	t*m
VAL_{min} =	13.62	-0.18	-0.93	11.72	-0.93	-0.67
VAL_{max} =	34.66	0.89	0.89	29.11	0.35	0.45

2. Colonne 30x40 cmq

Condizione SLU						
Soll.	<i>N</i>	<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>N</i>	<i>M1</i>	<i>M2</i>
U.M.	t	t*m	t*m	t	t*m	t*m
VAL_{min} =	21.37	-0.36	-3.11	21.37	-3.11	-1.93
VAL_{max} =	99.17	2.82	1.7	97.38	0.36	2.79

Lo sforzo massimo vale

$N_{Rd1} \sim 246000 \text{ kg}$

$N_{Rd2} \sim 246000 \text{ kg}$

L'azione assiale massima teorica è superiore ai valori di calcolo richiesti in condizioni gravitazionali.

8.2.6. Verifica colonne metalliche HEB200

Le colonne metalliche, poste in affiancamento ai pilastri 13 e 14, si verificano per lo sforzo normale massimo competente a detti pilastri.

Dai tabulati si ha quanto segue:

Condizione SLU						
Soll.	N	M1	M2	N	M1	M2
U.M.	t	t*m	t*m	t	t*m	t*m
VAL _{min} =	13.62	-0.36	-3.11	11.72	-3.11	-1.93
VAL _{max} =	119.52	3.99	3.99	97.38	0.53	2.79

Pertanto si assumerà $N_{sd} = 119.52 \text{ t} \sim 120000 \text{ kg}$

Il valore caratteristico varrà $N_{sk} \sim 119.52/1.4 = 85.5 \text{ t}$

La verifica della colonna è riportata al successivo tabulato, da cui si deduce il seguente risultato sintetico:

CH	MEMB	SECT	SE	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Rd	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed
K	COM	SHR	L	Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd
OK	1	2	<input type="checkbox"/>	HEB200		1	4.00000	4.00000	1.000	0.850	-120.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	0.970	0.000		S275	28042.2		4.00000	4.00000	1.000	0.850	123.990	0.00000	17.1458	8.10399	0.00000	0.00000

La colonna è verificata

Verifica colonna in Acciaio $N = 85.5t$

```

-----
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]                               Gen 2019
=====

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
-----
LCB  C      Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
-----
1  1              p( 1.400)
-----

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]                               Gen 2019
=====

*. PROJECT      :
*. MEMBER NO    =      1,  ELEMENT TYPE = Beam
*. LOADCOMB NO  =      1,  MATERIAL NO  =      1,  SECTION NO  =      2
*. UNIT SYSTEM : tonf, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEB200
Shape      = I - Section. (Rolled)
Depth      =      0.200,  Top F Width =      0.200,  Bot.F Width =      0.200
Web Thick  =      0.009,  Top F Thick =      0.015,  Bot.F Thick =      0.015

Area = 7.81000e-003,  Avy = 6.28000e-003,  Avz = 2.48500e-003
Ybar = 1.00000e-001,  Zbar = 1.00000e-001,  Qyb = 3.44458e-002,  Qzb = 5.00000e-003
Wely = 5.70000e-004,  Welz = 2.00000e-004,  Wply = 6.42000e-004,  Wplz = 3.03443e-004
Iyy = 5.70000e-005,  Izz = 2.00000e-005,  Iyz = 0.00000e+000
iy = 8.54000e-002,  iz = 5.07000e-002
J = 4.94955e-007,  Cwp = 1.71125e-007

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
Ly = 4.00000e+000,  Lz = 4.00000e+000,  Lb = 4.00000e+000
Ky = 1.00000e+000,  Kz = 1.00000e+000

*. MATERIAL PROPERTIES :
Fy = 2.80422e+004,  Es = 2.14140e+007,  MATERIAL NAME = S275

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :

```

```

Axial Force      Fxx = -1.20000e+002
Shear Forces     Fyy = 0.00000e+000,   Fzz = 0.00000e+000
Bending Moments    My = 0.00000e+000,   Mz = 0.00000e+000
End Moments        Myi = 0.00000e+000,   Myj = 0.00000e+000   (for Lb)
                  Myi = 0.00000e+000,   Myj = 0.00000e+000   (for Ly)
                  Mzi = 0.00000e+000,   Mzj = 0.00000e+000   (for Lz)

```

- *. Sign conventions for stress and axial force.
- Stress : Compression positive.
 - Axial force: Tension positive.

```

=====
[[[*]]]  CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

```

```

( ). Determine classification of compression outstand flanges.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) =    0.92
-. b/t     = BTR =    5.17
-. sigma1 = 15364.866 tonf/m^2.
-. sigma2 = 15364.866 tonf/m^2.
-. BTR < 9*e ( Class 1 : Plastic ).

```

```

-----
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]                               Gen 2019
-----

```

```

=====
[[[*]]]  CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

```

```

( ). Determine classification of compression outstand flanges.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) =    0.92
-. b/t     = BTR =    5.17
-. sigma1 = 15364.866 tonf/m^2.
-. sigma2 = 15364.866 tonf/m^2.
-. BTR < 9*e ( Class 1 : Plastic ).

```

```

=====
[[[*]]]  CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

```

```

( ). Determine classification of compression outstand flanges.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) =    0.92
-. b/t     = BTR =    5.17
-. sigma1 = 15364.866 tonf/m^2.
-. sigma2 = 15364.866 tonf/m^2.
-. BTR < 9*e ( Class 1 : Plastic ).

```

```

=====
[[[*]]]  CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

```

```

( ). Determine classification of compression outstand flanges.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) =    0.92
-. b/t     = BTR =    5.17
-. sigma1 = 15364.866 tonf/m^2.
-. sigma2 = 15364.866 tonf/m^2.
-. BTR < 9*e ( Class 1 : Plastic ).

```

```

=====
[[[*]]]  CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).
=====

```

```

( ). Determine classification of compression Internal Parts.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) =    0.92
-. d/t     = HTR =   14.89
-. sigma1 = 15364.866 tonf/m^2.
-. sigma2 = 15364.866 tonf/m^2.
-. HTR < 33*e ( Class 1 : Plastic ).

```

```

=====
[[[*]]]  APPLIED FACTORS.
=====

```

```
( ). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).
[ Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2 ]
-. Cmy,0 = 1.038
-. Cmz,0 = 1.110
-. Cmy (Default or User Defined Value) = 0.850
-. Cmz (Default or User Defined Value) = 0.850
-. CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000
```

```
( ). Partial Factors (Gamma_Mi).
[ Eurocode3:05 6.1 ]
-. Gamma_M0 = 1.05
-. Gamma_M1 = 1.05
-. Gamma_M2 = 1.25
```

```
=====  
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.  
=====
```

```
( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
[ Eurocode3:05 6.3.1 ]
-. Kl/i = 78.9 < 200.0 ---> O.K.
```

```
( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.4 ]
-. Nc_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 208.58 tonf.
```

```
( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
N_Ed 120.00
-. ---- = ----- = 0.575 < 1.000 ---> O.K.
Nc_Rd 208.58
```

```
( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2 ]
-. Beta_A = Aeff / Area = 1.000
-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 86.815
-. Lambda_by = {(Ky*Ly/iy)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 0.540
-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 752.93 tonf.
-. Lambda_by > 0.2 and N_Ed/Ncry > 0.04 --> Need to check.
-. Alphay = 0.340
-. Phiy = 0.5 * [ 1 + Alphay*(Lambda_by-0.2) + Lambda_by^2 ] = 0.703
-. Xiy = MIN [ 1 / [Phiy + SQRT(Phiy^2 - Lambda_by^2)], 1.0 ] = 0.866
-. Nb_Rdy = Xiy*Beta_A*Area*fy / Gamma_M1 = 180.69 tonf.

-. Lambda_bz = {(Kz*Lz/iz)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 0.909
-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 264.19 tonf.
-. Lambda_bz > 0.2 and N_Ed/Ncrz > 0.04 --> Need to check.
-. Alphaz = 0.490
-. Phiz = 0.5 * [ 1 + Alphaz*(Lambda_bz-0.2) + Lambda_bz^2 ] = 1.087
-. Xiz = MIN [ 1 / [Phiz + SQRT(Phiz^2 - Lambda_bz^2)], 1.0 ] = 0.594
-. Nb_Rdz = Xiz*Beta_A*Area*fy / Gamma_M1 = 123.99 tonf.
```

```
( ). Check ratio of buckling resistance (N_Ed/Nb_Rd).
-. Nb_Rd = MIN[ Nb_Rdy, Nb_Rdz ] = 123.99 tonf.
N_Ed 120.00
-. ---- = ----- = 0.968 < 1.000 ---> O.K.
Nb_Rd 123.99
```

```
=====  
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.  
=====
```

```
( ). Calculate plastic resistance moment about major axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wply = 0.0006 m^3.
-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 = 17.15 tonf-m.
```

```
( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
M_Edy 0.00
-. ---- = ----- = 0.000 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdy 17.15
```



```

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
=====

( ). Calculate plastic resistance moment about minor axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wplz = 0.0003 m^3.
-. Mc_Rdz = Wplz * fy / Gamma_M0 = 8.10 tonf-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
M_Edz 0.00
-. ----- = ----- = 0.000 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdz 8.10

=====
[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
=====

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
-. My_Rd = Mc_Rdz = 17.15 tonf-m.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 8.10 tonf-m.

-----
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ] Gen 2019
=====

( ). Check general interaction ratio.
[ Eurocode3:05 6.2.1 (6.2) ] - Class1 or Class2
N_Ed M_Edy M_Edz
-. Rmax1 = ----- + ----- + -----
N_Rd My_Rd Mz_Rd
= 0.575 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force member.
[ Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41) ] - Class1 or Class2
-. n = N_Ed / Npl_Rd = 0.575
-. a = MIN[ (Area-2b*tf)/Area, 0.5 ] = 0.232
-. Alpha = 2.000
-. Beta = MAX[ 5*n, 1.0 ] = 2.877

-. N_Ed > 0.25*Npl_Rd = 52.15 tonf.
-. N_Ed > 0.5*hw*tw*fy/Gamma_M0 = 20.43 tonf.
Therefore, Allowance for the effect of axial force.
-. Mny_Rd = MIN[ Mply_Rd*(1-n)/(1-0.5*a), Mply_Rd ] = 8.24 tonf-m.
-. Rmaxy = M_Edy / Mny_Rd = 0.000 < 1.000 ---> O.K.

-. N_Ed > hw*tw*fy/Gamma_M0 = 68.10 tonf.
Therefore, Allowance for the effect of axial force.

-. In case of n > a
-. Mnz_Rd = Mplz_Rd * [ 1 - ((n-a)/(1-a))^2 ] = 6.48 tonf-m.
-. Rmaxz = M_Edz / Mnz_Rd = 0.000 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax2 = MAX[ Rmaxy, Rmaxz ] = 0.000 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.
[ Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A ]
-. N_Ed = -120.00 tonf.
-. M_Edy = 0.00 tonf-m.
-. M_Edz = 0.00 tonf-m.
-. kyy = 0.971
-. kyz = 0.836
-. kzy = 0.485
-. kzz = 0.978
-. Xiy = 0.866
-. Xiz = 0.593
-. XiLT = 1.000
-. N_Rk = A*fy = 219.01 tonf.
-. My_Rk = Wply*fy = 18.00 tonf-m.
-. Mz_Rk = Wplz*fy = 8.51 tonf-m.
-. N_Ed*eNy = 0.0 (Not Slender)
-. N_Ed*eNZ = 0.0 (Not Slender)
N_Ed M_Edy + N_Ed*eNy M_Edz + N_Ed*eNZ
-. Rmax_LT1 = ----- + kyy * ----- + kyz * -----

```

$$\begin{aligned}
& \frac{X_{iy} \cdot N_{Rk}}{\Gamma_{M1}} = 0.664 < 1.000 \text{ ---> O.K.} \\
& \frac{X_{iLT} \cdot M_{y,Rk}}{\Gamma_{M1}} = \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{\Gamma_{M1}} \\
& \frac{M_{z,Rk}}{\Gamma_{M1}} = \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{\Gamma_{M1}} \\
- . R_{max_LT2} &= \frac{X_{iz} \cdot N_{Rk}}{\Gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{X_{iLT} \cdot M_{y,Rk}}{\Gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\Gamma_{M1}} \\
&= 0.970 < 1.000 \text{ ---> O.K.}
\end{aligned}$$

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05] Gen 2019
=====

$$- . R_{max} = \text{MAX}[\text{MAX}(R_{max1}, R_{max2}), \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.970 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

8.2.7. Verifica colonne 30x50 in condizione sismica

Dato che le colonne metalliche poste in affiancamento ai pilastri 13 e 14 risultano incernierate, i momenti in esse indotti dal sisma dovrà comunque essere portate dalle colonne stesse.

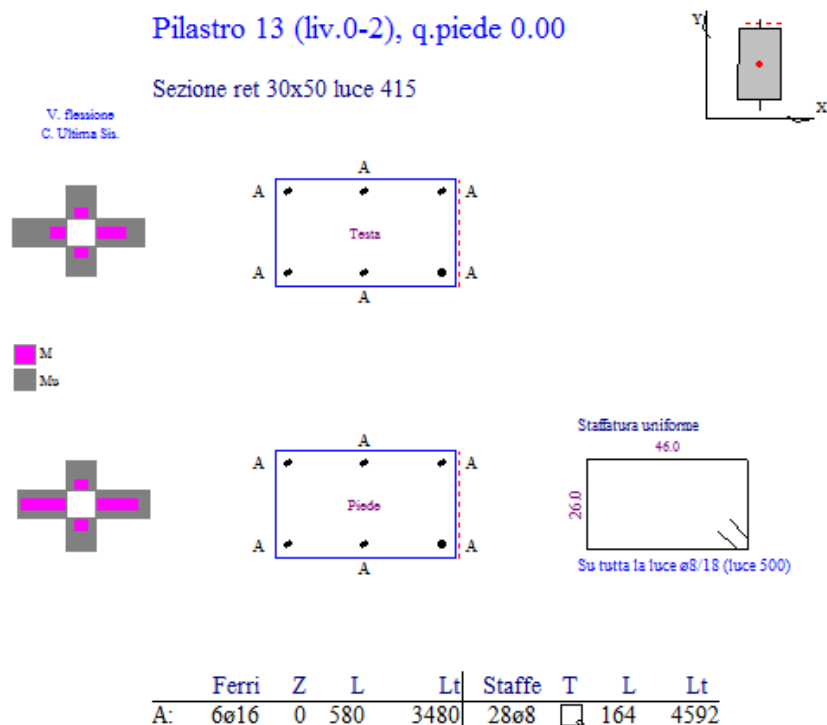
Dalle prove eseguite le colonne hanno una classe di conglomerato maggiore di quella dei pilastri, in particolare si è rilevato $f_c = 19 \text{ MPa}$ che rappresenta in linea di massima il valore del mediamente riscontrato per i calcestruzzi coevi di quelli in oggetto (*Cristofaro et al.*)

Tabella 1. Numero di edifici e di campioni prelevati suddivisi per decenni.

	Anni '50	Anni '60	Anni '70	Anni '80
n° edifici	7	39	45	27
n° totale campioni	66	337	347	192
n° medio campioni per edificio	9	9	8	7
$f_{\text{core med}}$ (MPa)	11.20	15.30	19.70	24.10

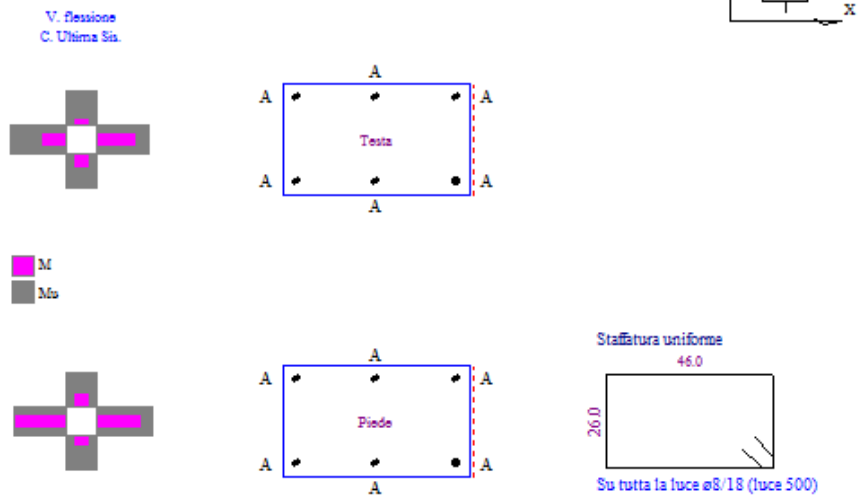
La sezione è armata con 6 ϕ 16 assimilabile ad una acciaio FeB38k ($f_y = 3800 \text{ kg/cm}^2$; $f_t > 4300 \text{ kg/cm}^2$)

La verifica è fornita direttamente dal codice di calcolo ai seguenti grafici:



Pilastro 14 (liv.0-2), q.piede 0.00

Sezione ret 30x50 luce 415

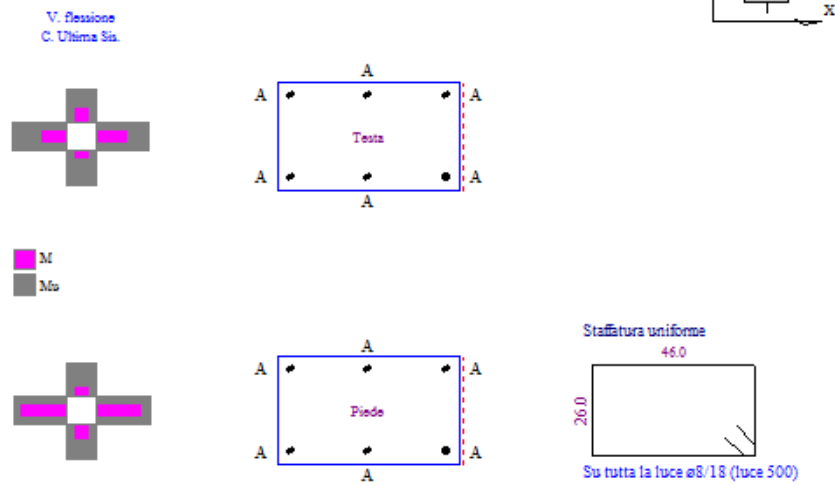


	Ferri	Z	L	Lt	Staffe	T	L	Lt
A:	6ø16	0	580	3480	28ø8	□	164	4592

Trascurando l'incamiciatura della colonna 12 si verifica anche la stessa con la medesima logica delle altre:

Pilastro 12 (liv.0-2), q.piede 0.00

Sezione ret 30x50 luce 415



	Ferri	Z	L	Lt	Staffe	T	L	Lt
A:	6ø16	0	580	3480	28ø8	□	164	4592

Tutte le colonne sono verificate.

9. Conclusioni e prescrizioni finali

L'intervento progettato persegue la finalità di presidiare la capacità delle colonne del piano seminterrato tramite un sistema di incamiciatura con betonicino ad alte prestazioni, armato con una consueta gabbia di armatura.

L'intervento è stato limitato solamente a tali colonne poiché, dai sondaggi in sito (maggio 2019) sono emersi risultati particolarmente poveri in termini di resistenza meccanica del conglomerato in un numero significativo di colonne.

Talune, invece, (cfr. P.13 e P14) hanno esibito delle resistenze tendenzialmente in linea con i valori medi delle resistenze del periodo (*Cristofaro et al, 2007, Masi et al, 2009*), benché le dispersioni siano significative (la seguente tabella è tratta dallo studio di *Masi et al*):

Table 3. Main statistical values of f_c in various construction periods.

Construction period	$f_{cm,def}$ (MPa)	N. of tests	f_c – Mean value (MPa)	f_c – Dev.St (MPa)	f_c – CV (%)
'46÷'60	12-16	93	16.74	5.67	33.8
'61÷'71	16-20	361	21.47	9.65	44.9
'72÷'81	20-24	261	25.54	12.05	47.2
'82÷'91	24-28	109	25.37	9.08	35.8

Come si vede anche in questo caso ad inizio anni '70 la resistenza a compressione media è in linea coi valori esibiti dalle due colonne citate, e tenendo conto della dispersione dei dati nemmeno troppo distante.

Risultati meno critici sono stati rilevati sulle colonne dei piani superiori, ma con una estensione più ridotta, per richiesta dell'amministrazione di limitare il disturbo ai piani in uso, in particolare per il piano primo sede degli uffici comunali. I risultati ottenuti sono consegnati alla successiva tabella (esclusa le carote C1/C2 dell'interrato):

Determinazione della resistenza a compressione secondo UNI EN 12390/3:2009

RISULTATI DELLE PROVE							
N.	Contrassegno provini	Dimensioni	Rapp. H/Ø	Massa Volumica (Kg/m³)	Resistenza Max. Unit. (Mpa)*	Data di prelievo	Data prova
		diametro x altezza (mm)					
1	C1	75,0 x 75,0	1,00	2280	10,8	15-ott-18	19-nov-18
2	C2	93,0 x 93,0	1,00	2346	18,3	15-ott-18	19-nov-18
3	C3	75,0 x 75,0	1,00	2458	24,3	15-ott-18	19-nov-18
4	C4	75,0 x 75,0	1,00	2280	20,9	15-ott-18	19-nov-18

Figura 14: Complessivo prove 2018 sui tre livelli

si vede che i risultati si conformano ai valori statistici attesi.

Ciò è però limitato al numero di punti indagati, mentre sarebbe opportuno estendere la caratterizzazione anche ai piani successivi potendo superare le limitazioni date dall'esercizio funzionale svolto.

Durante le prove si è potuta anche constatare che l'armatura non presentava stati di degrado evidenti (risultava ancora priva di corrosione) anche per la presenza di un generoso stato di intonaco.

L'immobile in questione sarà oggetto di altri intervento di retrofit energetico (capotto esterno), finanziato con fondi regionali e nazionali, e rispetto al quale è necessario per l'ente rispettare il "pay-back period", pertanto dopo tale

intervento sarà più articolato effettuare ai piani superiori interventi di rinforzo delle colonne perimetrali. Entro sei mesi dalla fine di tale periodo (), stante anche l'inevitabile degrado del cappotto stesso, con la presente si fa obbligo all'amministrazione corrente a tale epoca di intervenire in maniera massiva sulle colonne di tutti gli altri piani nel senso definito dal presente documento. Tale intervento è riportato anche nel Piano di Manutenzione delle strutture. Si fa obbligo all'amministrazione di provvedere a successiva verifica di sicurezza globale, ed eventuale intervento di retrofit, nei casi in cui lo scenario normativo mutasse, in particolare sotto il profilo delle azioni ambientali e principalmente il sisma. Il medesimo obbligo varrà nel caso di modifica dei layout dei piani o una variazione della destinazione d'uso. In tali casi l'amministrazione dovrà prevedere a far progettare interventi di miglioramento prestazionale dell'assetto statico. Dato che non è possibile stimare in modo scientificamente inoppugnabile l'evoluzione dei fenomeni di degrado, in ogni caso le analisi qui svolte non potranno essere più ritenute valide dopo un periodo superiore a quindici anni dalla data di emissione, e l'amministrazione corrente dovrà provvedere agli interventi del caso secondo le condizioni che si manifesteranno nel tempo.

Le componenti strutturali sono poste, tendenzialmente, all'interno e pertanto non sono particolarmente sensibili ai fattori di degrado, mentre sarà in via di decorso il degrado endogeno che può solo essere presidiato nel tempo con specifici interventi.

L'ambiente è risultato invece particolarmente aggressivo per il muro controterra del piano semiinterrato, che realizza una intercapedine di protezione attorno all'edificio, e per la soletta che copre la detta intercapedine. Infatti si nota, ad oggi, la soletta in avanzato stato di degrado e sarà necessario entro un anno intervenire a presidio.

Inoltre, il muro controterra non sembra essere adeguatamente armato coerentemente con lo schema statico previsto dal progettista (difatti dalle indagini con pacometro non si è rilevata armatura sul paramento interno).

Anche per tale punto si prescrive che l'amministrazione consideri e pianifichi opportune azioni tecnico-manutentive tese ad accertare ed eventualmente presidiare la statica locale del manufatto, in un tempo non superiore ad un anno dalla presente relazione.

Valgono, in via prescrittiva, le indicazioni complementari e integrative fornite nel piano di manutenzione.