

CITTA' DI TORINO

Divisione Servizi Tecnici ed Edilizia per i Servizi Culturali-Sociali-Commerciali

SETTORE EDIFICI PER LA CULTURA

P.zza Corpus Domini 17/E



RESTAURO ED ADEGUAMENTO FUNZIONALE DI PARTE DEL COMPLESSO MONUMENTALE CAVOURIANO DI SANTENA



PROGETTO DEFINITIVO

Responsabile Unico di Procedimento e Dirigente del Settore	Arch. Rosalba Stura
Progettisti opere architettoniche e di restauro	Ing. Flavio Aquilano Arch. Manuela Castelli Arch. Angela Fusco Arch. Cristina Volpi
Progettista opere impiantistiche	Ing. Alfonso Famà
Progettista opere della sicurezza	Dott. Gianni Chamberlando
Collaboratori opere architettoniche	Geom. Romano Rago Geom. Manuele Valcelli
Collaboratori opere impiantistiche	P.I. Marco Cocca P.I. Francesco Ferrari P.I. Maurizio Genovese
Progettista opere strutturali	Prof. Ing. Giuseppe Pistone
Progettista opere del verde	Dott. Gianmichele Cirulli
Collaboratori opere del verde	Sig. Maurizio D'Agostino Sig. Francesco Macchia
Supporto al progetto per gli aspetti storici e museografici	Dott.ssa Caterina Thellung

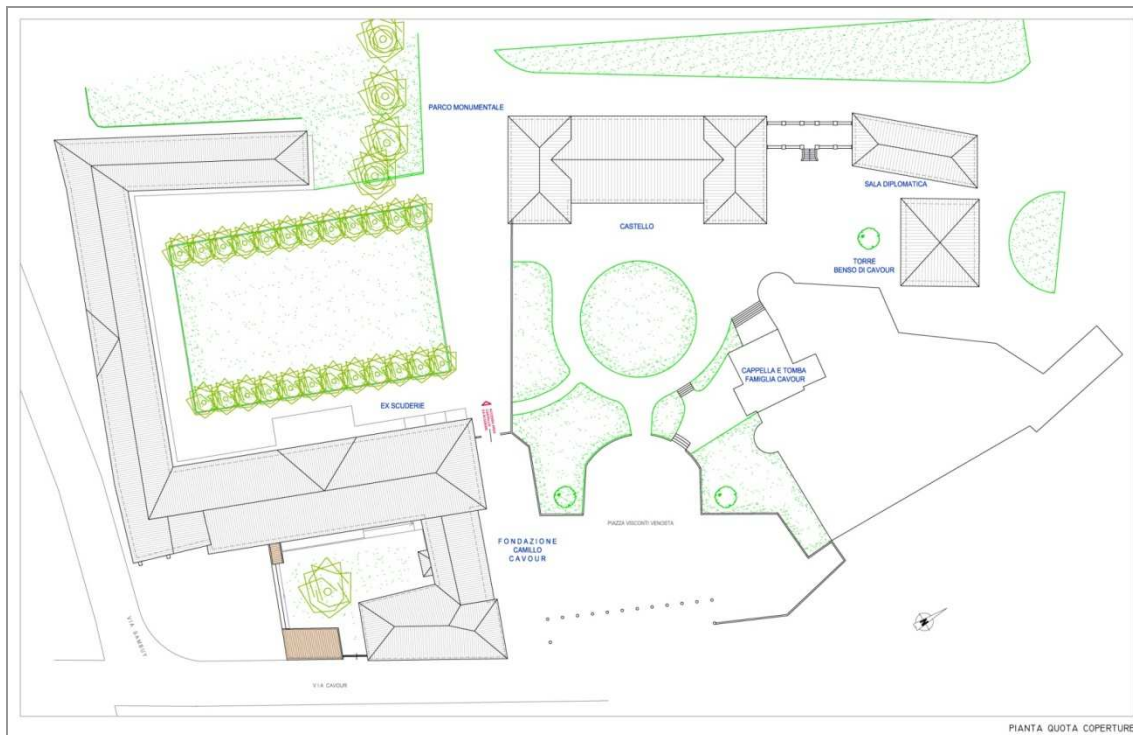
PROGETTO STRUTTURALE: CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

Scala elaborato	Scala plot	Emissione	Revisione	Disegnatore	STCPS
—	—	12/05/11	Ottobre 2011		



1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Oggetto della presente è il complesso cavouriano sito nel Comune di Santena; questi è composto dal Castello e dai suoi edifici di pertinenza: la sala Diplomatica, la Torre dei Benso, la Cappella di famiglia, la Tomba del Conte Camillo Cavour, l'edificio delle ex Scuderie, oltre che dal Parco Monumentale e dal gruppo di edifici denominato "Cascina Nuova". La porzione oggetto di intervento è il fabbricato rustico, che anticamente ospitava le scuderie e le serre del castello cavouriano, posto sul fronte nord del complesso.



L'edificio sarà oggetto di una radicale ristrutturazione e di un nuovo adeguamento funzionale. Pur mantenendo le funzioni proprie della Fondazione Camillo Cavour, le tre maniche saranno riorganizzate internamente ed ospiteranno nuove funzioni.

Il progetto definitivo, prevede la realizzazione degli interventi specificati nel seguito, previsti dopo il compimento di approfondite ed accurate analisi, sondaggi, e per quanto possibile, verifiche dello stato di fatto, della stabilità della struttura e dello stato di degrado degli elementi costitutivi dell'edificio, al fine di calibrare le opere da realizzare sulle reali esigenze e problematiche.

L'edificio si presenta nello stato di fatto così realizzato:

- Piccola porzione di fabbricato interrato, situato sul fronte sud-ovest delle scuderie, destinate attualmente a scantinato;
- Piano terra, realizzato per la maggior parte con vespaio aerato su gambette e tavelloni, e per la porzione posta in prossimità degli scantinati con struttura voltata in laterizio;
- Piano primo, realizzata in parte su struttura voltata, in parte su orditura di putrelle e tavelloni, ed in parte su orizzontamenti in cemento armato;
- Piano sottotetto, realizzata in parte in cemento armato ed in parte in putrelle e tavelloni;

- Piano copertura, realizzata con orditura principale e secondaria in legno massiccio.

Tutta la struttura è sorretta da murature portanti in laterizio che si presentano con buona tessitura e qualità dei materiali.

Gli interventi strutturali, mirati a sanare alcune situazioni staticamente precarie, a migliorare il comportamento dell'edificio e a mitigare le scelte progettuali architettoniche, sono trattati specificatamente nel seguito.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Legge 5 novembre 1971 N. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

Legge 2 febbraio 1974 N. 64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni

Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Norma Europea ENV206 - Calcestruzzo - Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI UTILIZZATI E MODALITÀ D'IMPIEGO

Nella esecuzione delle opere è prescritto l'impiego dei materiali di seguito definiti con le caratteristiche di produzione e di applicazione.

3.1. Calcestruzzo

Calcestruzzo a prestazione (UNI 9858 p.to 8.22) con le seguenti caratteristiche:

STRUTTURA	Classe di resistenza f_{ck}/R_{ck}	DIMENSIONE MAX AGGREGATO	CLASSE ESPOSIZIONE	CLASSE CONSISTENZA	RAPPORTO MAX ACQUA / CEMENTO
SOTTOFONDAZIONI	C 12/15	25 mm	-	-	-
OPERE DI FONDAZIONE	C 25/30	25 mm	XC2(I)	S3	0.55
OPERE IN ELEVAZIONE	C 25/30	25 mm	XC3(I)	S4	0.55
OPERE IN ELEVAZIONE (calcestruzzo alleggerito)	LC 25/30	25 mm	XC1(I)	S4	0.60

Gli impasti devono essere confezionati con un tempo di mescolamento tale da produrre un conglomerato omogeneo. Il trasporto del conglomerato al luogo di impiego deve essere effettuato con mezzi atti ad impedire la segregazione dei componenti. Deve evitarsi assolutamente l'aggiunta di acqua agli impasti sia in betoniera sia dopo lo scarico da questa.

3.2. Acciaio per armatura

Acciaio laminato a caldo controllato in stabilimento

TIPO	Resistenza a trazione caratteristica	Tensione di snervamento caratteristica	Allungamento uniforme al carico massimo
	f_{tk}	f_{yk}	ϵ_{uk}
B 450C	540 N/mm ²	450 N/mm ²	XC2(I)

3.3. Acciaio per carpenteria metallica

Profilati: acciaio tipo S275 (ex Fe430 conforme alle UNI EN 10025 - gennaio 1995)

Denominazione		Resistenza minima di snervamento f_{yk} Spessore nominale mm			
EN10025	DM 09.01.1996	≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80
S275	Fe 430	275	265	255	245

Saldature a completa penetrazione o a cordoni d'angolo secondo le indicazioni progettuali.

Giunzioni bullonate:

Classe vite	f_t MPa	f_y MPa	f_{kN} MPa	f_{dN} MPa	f_{dv} MPa
8.8	800	640	560	448	317

3.4. Muratura

Caratteristiche minime dei materiali impiegati per la costruzione delle strutture analizzate con la presente relazione, secondo il D.M. 20/11/1987 (e riprese nel D.M. 23/09/05 "Norme Tecniche per le Costruzioni").

Modulo di elasticità normale secante E: $E = 1000 \cdot f_k$

Modulo di elasticità tangenziale secante G: $G = 0.4 \cdot E$

Parametri caratteristici:

f_k : resistenza caratteristica a compressione della muratura;

f_{vk0} : resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento		Tipo di malta							
		M_1		M_2		M_3		M_4	
N/mm ²	kgf/cm ²	N/mm ²	kgf/cm ²	N/mm ²	kgf/cm ²	N/mm ²	kgf/cm ²	N/mm ²	kgf/cm ²
2.0	20	1.2	12	1.2	12	1.2	12	1.2	12
3.0	30	2.2	22	2.2	22	2.2	22	2.0	20
5.0	50	3.5	35	3.4	34	3.3	33	3.0	30
7.5	75	5.0	50	4.5	45	4.1	41	3.5	35
10.0	100	6.2	62	5.3	53	4.7	47	4.1	41
15.0	150	8.2	82	6.7	67	6.0	60	5.1	51
20.0	200	9.7	97	8.0	80	7.0	70	6.1	61
30.0	300	12.0	120	10.0	100	8.6	86	7.2	72
40.0	400	14.3	143	12.0	120	10.4	104	---	---

Valore della f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento		Tipo di malta							
		M ₁		M ₂		M ₃		M ₄	
N/mm ²	kgf/cm ²	N/mm ²	kgf/cm ²	N/mm ²	kgf/cm ²	N/mm ²	kgf/cm ²	N/mm ²	kgf/cm ²
1.5	15	1.0	10	1.0	10	1.0	10	1.0	10
3.0	30	2.2	22	2.2	22	2.2	22	2.0	20
5.0	50	3.5	35	3.4	34	3.3	33	3.0	30
7.5	75	5.0	50	4.5	45	4.1	41	3.5	35
10.0	100	6.2	62	5.3	53	4.7	47	4.1	41
15.0	150	8.2	82	6.7	67	6.0	60	5.1	51
20.0	200	9.7	97	8.0	80	7.0	70	6.1	61
30.0	300	12.0	120	10.0	100	8.6	86	7.2	72
≥ 40.0	≥ 400	14.3	143	12.0	120	10.4	104	---	---

Valore della f_k per murature in elementi naturali di pietra squadrata

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento		Tipo di malta	f_{vk0}	
N/mm ²	kgf/cm ²		N/mm ²	kgf/cm ²
$f_{bk} \leq 15$	$f_{bk} \leq 150$	M ₁ - M ₂ - M ₃ M ₄	0.20	2.0
$f_{bk} > 15$	$f_{bk} > 150$	M ₁ - M ₂ - M ₃ M ₄	0.30	3.0

Valore di f_{vk0} per murature in elementi artificiali in laterizio pieni e semipieni

3.5. Legno

Caratteristiche minime dei materiali impiegati per la costruzione delle strutture analizzate con la presente relazione:

Legno massiccio C30

Proprietà meccaniche

_ in conformità alla UNI EN 338

Classi di resistenza	Conifere											
	C14	C16 (s7)*	C18	C20	C22	C24 (s10)*	C27	C30 (s13)*	C35	C40	C45	C50
ρ_k [kg/m ³]	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
$f_{m,k}$ [N/mm ²]	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
$f_{t,0,k}$ [N/mm ²]	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
$f_{t,90,k}$ [N/mm ²]	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$f_{c,0,k}$ [N/mm ²]	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
$f_{c,90,k}$ [N/mm ²]	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
$f_{v,k}$ [N/mm ²]	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8
$E_{0,mean}$ [N/mm ²]	7000	8000	9000	9500	10000	11000	11000	12000	13000	14000	15000	16000
$E_{90,mean}$ [N/mm ²]	230	270	300	320	330	370	380	400	430	470	500	530
$E_{0,05}$ [N/mm ²]	4700	5400	6000	6400	6700	7400	8000	8000	8700	9400	10000	10700
G_{mean} [N/mm ²]	440	500	560	590	630	690	720	750	810	880	940	1000

* ... classi corrispondenti secondo ÖNORM DIN 4074-1

Legno lamellare GL24h

Proprietà meccaniche
_ in conformità alla UNI EN 1194

Classi di resistenza	Legno lamellare omogeneo - Legno di conifera (incollaggio orizzontale)			
	GL24h (BS11h)*	GL28h (BS14h)*	GL32h	GL36h
ρ_k [kg/m ³]	380	410	430	450
$f_{m,k}$ [N/mm ²]	24	28	32	36
$f_{t,0,k}$ [N/mm ²]	16,5	19,5	22,5	26
$f_{t,90,k}$ [N/mm ²]	0,4	0,45	0,5	0,6
$f_{c,0,k}$ [N/mm ²]	24	26,5	29	31
$f_{c,90,k}$ [N/mm ²]	2,7	3,0	3,3	3,6
$f_{v,k}$ [N/mm ²]	2,7	3,2	3,8	4,3
$E_{0,mean}$ [N/mm ²]	11600	12600	13700	14700
$E_{90,mean}$ [N/mm ²]	390	420	460	490
$E_{0,5}$ [N/mm ²]	9400	10200	11100	11900
G_{mean} [N/mm ²]	720	780	850	910

* ... Classi BS corrispondenti secondo NAD alla UNI ENV 1995-1-1

4. AZIONI CONSIDERATE AI FINI DEL DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

Sono considerate, agenti sulla struttura, le seguenti azioni

- 1) pesi propri strutturali
- 2) carichi permanenti portati dalla struttura
- 3) sovraccarichi variabili

Si riportano nel successivo paragrafo §4.6 le tabelle riepilogative dei carichi agenti sulle strutture presenti nelle opere in oggetto.

4.1. Pesi propri strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali possono essere assunti i seguenti valori dei pesi dell'unità di volume.

TIPOLOGIA	γ_i (daN/m ³)
Peso proprio terreno	1600
Peso proprio calcestruzzo ordinario	2400
Peso proprio calcestruzzo alleggerito	1800
Peso proprio calcestruzzo armato	2500
Peso proprio acciaio	7850
Peso proprio laterizio pieno	1800
Peso proprio laterizio semipieno	800
Peso proprio legno	400

Questi dati sono derivati dalla Tab. 3.1.I del DM 14 gennaio 2008 che riporta i pesi propri strutturali dei più comuni materiali.

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

4.2. Carichi permanenti

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti. Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

4.3. Carichi variabili

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, e sono riportati nella Tab. 3.1.II del DM 14 gennaio 2008.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	$2 \times 10,00$ —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I locali oggetto di intervento sono adibiti ad uso ufficio, pertanto ricadono nella categoria “B1 – Uffici aperti al pubblico”, con un carico variabile verticale distribuito pari a 300 daN/mq.

4.4. Azione della neve

L'intensità del carico neve viene valutato secondo quanto stabilito al §3.4 del D.M. 14 gennaio 2008.

Localizzazione dell'intervento

Località: Santena
Provincia: Torino (TO)
Regione: Piemonte
Altitudine s.l.m.: 239 m

Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_T$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Valore caratteristico del carico neve al suolo




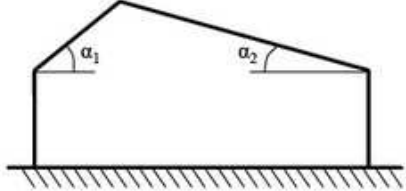
Zona Neve: Zona I Alpina

C_E (coeff. di esposizione al vento) = 1.0

C_t (coeff. termico) = 1.0

Valore caratteristico del carico al suolo ($q_s \times C_E$) = 1.540 kN/m²

Copertura a due falde

Schema		Falda	Angolo falda	μ_1	q_{sk}
Caso I		1	28.0°	0.8	123,2 daN/m ²
Caso II					
Caso III					
 <p>Figura 3.4.3 – Condizioni di carico per coperture a due falde</p>		2	28.0°	0.8	123,2 daN/m ²

4.5. Azioni del vento

L'intensità dell'azione del vento viene valutata secondo quanto stabilito al §3.3 del D.M. 14 gennaio 2008.

Non essendo significativa l'azione del vento sulle porzioni di fabbricato oggetto di intervento, se ne omette il calcolo.

4.6. Tabella riepilogativa dei carichi

Si riporta nel seguito la tabella riepilogativa dei carichi agenti sulle strutture in oggetto, così come analizzato in dettaglio nei paragrafi precedenti.

5. PROGETTO E VERIFICA

5.1. Criteri di calcolo

Il calcolo degli elementi strutturali è condotto con il criterio semiprobabilistico agli stati limite. Le resistenze e le azioni sono rappresentate mediante i loro valori caratteristici definiti rispettivamente come i frattili al 5% inferiori della distribuzione delle resistenze e i frattili al 5% (superiori o inferiori) della distribuzione delle azioni che minimizzano la sicurezza.

La misura della sicurezza è ottenuta con il metodo dei coefficienti parziali espresso mediante le equazioni:

$$R_d \geq E_d$$

$$R_d = f1[R_{k,i}/\gamma_{Mi}; a_d] \quad \gamma_{Mi} = \gamma_{m,i} * \gamma_{R,d}$$

$$E_d = f2[F_{k,i} * \gamma_E; a_d; \psi] \quad \gamma_E = \gamma_{F,i} * \gamma_{E,d}$$

dove:

- R_d resistenza di progetto della struttura, funzione dei valori caratteristici di ciascun materiale, diviso per un coefficiente parziale γ_M che è dato dal prodotto di $\gamma_{m,i}$ (≥ 1) di sicurezza sulla resistenza del materiale, e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{R,d}$ (≥ 1) che tiene conto delle incertezze di modellazione del materiale
- E_d effetto delle azioni di progetto, funzione dei valori caratteristici delle azioni $F_{k,i}$ moltiplicato per un coefficiente parziale di sicurezza γ_E di modello delle azioni, che è dato dal prodotto di $\gamma_{F,i}$ di sicurezza delle azioni per il coefficiente parziale $\gamma_{E,d}$ (≥ 1) che tiene conto delle incertezze nel modellare le azioni e i loro effetti, e del coefficiente di combinazione ψ .
- a_d valori di progetto dei dati geometrici assunti uguali ai valori nominali a_{nom} divisi o moltiplicati per possibili deviazioni Δa a seconda della condizione più gravosa.

I requisiti di resistenza, funzionalità e robustezza sono garantiti con la verifica agli stati limite ultimi S.L.U. e agli stati limite di servizio S.L.E. della struttura globale, dei componenti strutturali e dei collegamenti.

5.2. Classificazione dell'intervento

Gli interventi previsti sul fabbricato in oggetto si presentano come un insieme di operazioni finalizzate ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti. Secondo quanto stabilito al §8.4 del D.M. 14 gennaio 2008, non variando sostanzialmente il comportamento strutturale dell'edificio, si può considerare l'intervento classificabile come "intervento locale di miglioramento, atto ad aumentare la sicurezza strutturale esistente". Il progetto e le verifiche di sicurezza saranno pertanto estese a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate dalle modifiche di comportamento.

5.3. Tipi di intervento

Il fabbricato in oggetto è sottoposto ad una serie di interventi di consolidamento, sviluppati in maniera regolare e uniforme.

Secondo quanto stabilito al §8.4 del D.M. 14 gennaio 2008, gli interventi devono portare ad una serie di miglioramenti, trattati in dettaglio nel seguito.

Riparazione di eventuali danni presenti

In fase di rilievo sono stati riscontrati indebolimenti nelle murature portanti a causa di cavedi, canne fumarie e tracce impiantistiche nate negli anni successivi alla costruzione del fabbricato. Nei casi in cui non vi sia più la necessità di utilizzo dei suddetti, se ne prevede la rimozione con ripristino della sezione muraria mediante interventi a cuci-scuci.

L'intervento si dovrà realizzare mediante la seguente procedura esecutiva:

- rimozione dell'intonaco superficiale, mettendo a vivo la muratura;
- asporto localizzato di porzioni di elementi componenti la muratura, in modo da formare un vano atto a ricevere nuovi elementi murari (porre cura nel formare un andamento perimetrale dei vani atto a realizzare buoni ammorsamenti fra nuova e vecchia muratura);
- pulizia e stoccaggio degli elementi in laterizio pieni recuperati dalle operazioni di asportazione localizzata;
- pulizia e lavaggio del vano;
- applicazione sulle superfici di contatto vecchio-nuovo di adesivo specifico per riprese di getto;
- inserimento dei nuovi elementi in laterizio pieni di recupero, utilizzando per la realizzazione dell'ammorsamento malta a ritiro nullo o leggermente espansiva, confezionate con inerti simili a quelli che costituiscono la malta esistente;
- ripristino dell'intonaco, ove le esigenze del progetto architettonica lo richiedano.



Miglioramento del sistema di fondazione

Le indagini geognostiche effettuate di recente hanno denotato uno strato di terreno sottostante l'edificio con scarse caratteristiche meccaniche, classificabili come "sabbie medio-fini limose alternate a livelli limosi", fino alla profondità di 12,50 m. Le prove S.C.P.T. hanno evidenziato come la capacità portante del terreno si attesti su valori molto bassi, in particolare sull'intera manica sud e parte della manica centrale. In questa marcata criticità della capacità portante del piano fondale si possono individuare le cause dell'evidente quadro fessurativo rilevabile allo stato sul fronte nord.

L'intervento attuale prevede pertanto la sottomurazione dell'intera manica a sud e di metà della manica su strada a mezzo di micropali fissati alle murature di fondazione mediante trivellazione delle stesse, con disposizione a cavalletto, in ragione di un micropalo di lunghezza 12 m ogni metro di sviluppo della muratura. Le murature di fondazione, di profondità variabile tra 1,20 e 1,70 m, sono in grado di supplire sufficientemente all'ancoraggio dei micropali per aderenza lungo il tratto di connessione.

Il massimo carico verticale che ciascun cavalletto sarà chiamato a sopportare, sulla base dei carichi agenti sulla struttura ed ai pesi propri, vale all'incirca

$$P \cong 35000 \text{ daN/m}$$

I micropali, posti ad interasse di 1,00 m, hanno le seguenti caratteristiche:

- diametro di perforazione: $\varnothing_f = 127 \text{ mm}$;
- diametro esterno dell'armatura: $\varnothing_a = 88.9 \text{ mm}$;
- spessore del tubo di armatura: $s \geq 8 \text{ mm}$;

- acciaio tipo Fe510.

La capacità portante ammissibile del micropalo è valutata come

$$P_{amm} = \frac{(A_l \times \tau_{lim})}{F_s}$$

dove F_s = fattore di sicurezza = 3

$$A_l = \alpha \pi D * L = 0,47 L \text{ (m)}$$

L = lunghezza del micropalo

$\alpha = 1,2$ (diametro iniettato)

$\tau_{lim} \approx 30 \text{ t/m}^2$, valido per micropali iniettati a valvole con pressione medio-alta.

Si ottiene pertanto per la lunghezza unitaria del palo

$$P_{unit} = \frac{(1,2 \times \pi \times 0,127 \times 30)}{3} = 4,79 \text{ t/ml} \rightarrow 4790 \text{ daN/ml}$$

Adottando pali con lunghezza min. 12,00 m, la capacità portante del singolo elemento sarà

$$P = P_{unit} \times L = 4,79 \times 12 = 57,48 \text{ t/ml} \rightarrow 57480 \text{ daN/ml}$$

Alla luce delle scarse caratteristiche meccaniche del terreno, dell'aleatorietà sulle future destinazioni d'uso dei locali e all'impossibilità a realizzare i micropali in prossimità delle aperture, si ritiene accettabile un maggiore fattore di sicurezza per le strutture in oggetto.

Miglioramento dei collegamenti tra solai e pareti

Il miglioramento del collegamento tra gli orizzontamenti e le murature portanti avviene realizzando una spillatura diffusa su tutto il contorno dei locali interessati da interventi di ricostruzione. Questi avvengono sia per i solai ai piani fuori terra che per il nuovo vespaio aerato al piano terra.

Al piano interrato le spillature sono rese solidali alla caldana gettata superiormente agli elementi modulari prefabbricati "iglu", mediante la sovrapposizione tra le barre inserite nella muratura e la rete elettrosaldata inserita nel getto.

Ai piani fuori terra, nei locali in cui è prevista la demolizione e ricostruzione dei vecchi solai ed il consolidamento delle volte, la spillatura viene resa solidare alla rete elettrosaldata presente nel getto su lamiera grecata. Si ritiene che gli interventi proposti siano esaurienti per il miglioramento dei collegamenti.



Ricostruzione dei solai

Solaio tipo

Parte degli attuali solai del piano primo risultano strutturalmente inadeguati a supportare i carichi accidentali dettati dalla normativa vigente.

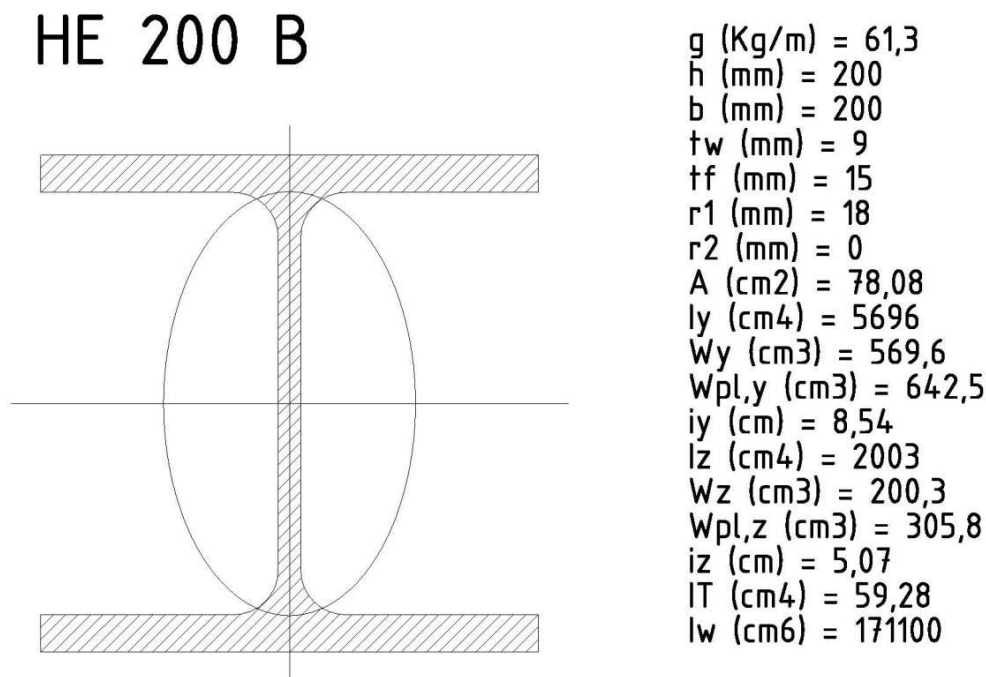
All'avvenuta demolizione dell'impalcato esistente, si procederà allo scasso localizzato nelle murature perimetrali all'area oggetto d'intervento, al fine di realizzare l'alloggiamento dei nuovi elementi portanti del solaio, realizzati in profilati metallici tipo HEB 200.

A seguito della realizzazione degli scassi nelle murature d'ambito, si dovrà procedere alla costituzione di un piano di appoggio perfettamente livellato mediante malta antiritiro tipo Emaco. A maturazione della malta avvenuta si dovrà posizionare, sul nuovo piano d'appoggio, una piastra per la ripartizione del carico derivante dal soprastante profilato, da posizionarsi così come riportato sugli elaborati grafici.

A posizionamento dei profilati avvenuto si procederà al ripristino delle murature nell'intorno degli elementi metallici, da eseguirsi mediante mattoni laterizi pieni legati con malta di calce idraulica naturale. La stessa procedura si dovrà adottare per gli eventuali vani presenti nella muratura dovuti alla rimozione del preesistente impalcato.

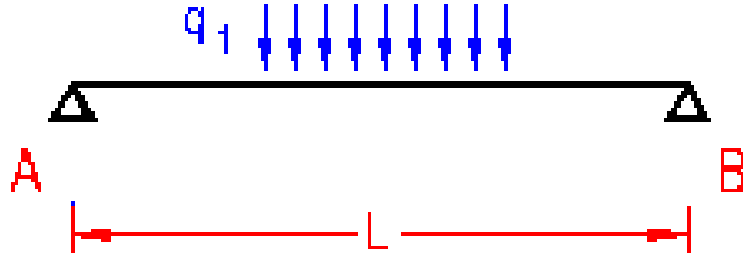
Il nuovo solaio sarà realizzato con profilati metallici aventi la funzione di elementi portanti principali; sull'ala superiore di questi verrà poggiata una lamiera grecata ad aderenza migliorata sp. 8/10 mm, su cui si procederà a realizzare un getto collaborante in calcestruzzo alleggerito, armato come riportato sugli elaborati grafici strutturali, in modo da ottenere uno spessore totale di max. 10 cm.

I profilati metallici sono posti ad interasse variabile per ovviare alle interferenze architettoniche, e si procederà pertanto alla verifica dell'elemento maggiormente sollecitato. Le caratteristiche geometriche del profilato metallico sono le seguenti.



La luce netta presente tra le murature portanti risulta essere nel punto massimo di 6,10 m, opportunamente incrementata ai fini del calcolo per tenere in conto parte dell'appoggio agli estremi; in fase di calcolo si considera una luce effettiva di 6,50 m. L'interasse massimo tra i profilati è di 2,00 m.

Lo schema statico utilizzato per definire le sollecitazioni agenti sulla trave è quello di trave semplicemente appoggiata, così come riportato nello schema.



Le azioni permanenti ed accidentali agenti sulle travi sono state ottenute procedendo all'analisi dei carichi, definibile tramite la stratigrafia di progetto e la destinazione d'uso dei locali.

Si allega il tabulato di calcolo, da cui risulta come $M_{sd} < M_{rd}$, per cui la sezione risulta verificata agli SLU.

Essendo inoltre $\delta_{max} < \delta_{adm}$ sia sotto l'effetto dei carichi totali che sotto l'effetto del solo carico accidentale, si può considerare verificata la sezione agli SLE.

VERIFICA TRAVE IN ACCIAIO

Committente Citta di TORINO
Località Santena - Complesso Monumentale Cavourese
Data 12 aprile 2011
Identificativo elemento Piano primo - Ala est

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

DESCRIZIONE	SIMBOLO	VALORE	U.M.
Luce netta	L_n	5,70	<i>m</i>
Luce di calcolo	L_c	6,00	<i>m</i>
Interasse	<i>i</i>	2,00	<i>m</i>

CARATTERISTICHE MATERIALE

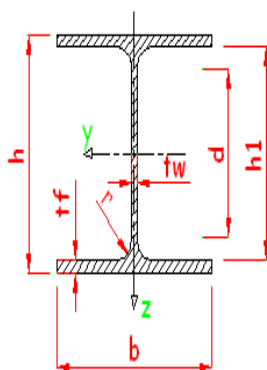
Acciaio tipo	S235
---------------------	-------------

DESCRIZIONE	SIMBOLO	VALORE	U.M.
Acciaio tipo	-		-
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	2350	<i>daN/cm²</i>
Modulo di elasticità	<i>E</i>	2100000	<i>daN/cm²</i>
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ_{M0}	1,05	-

CARATTERISTICHE PROFILATO

Profilato tipo	HE 200 B
-----------------------	-----------------

DESCRIZIONE	SIMBOLO	VALORE	U.M.
Altezza	<i>h</i>	20,00	<i>cm</i>
Peso	<i>b</i>	20,00	<i>cm</i>
Spessore dell'anima	t_w	0,90	<i>cm</i>
Spessore dell'ala	t_f	1,50	<i>cm</i>
Raggio di raccordo fra anima e ala	<i>r</i>	1,80	<i>cm</i>
Peso	<i>g</i>	61,29	<i>daN/ml</i>
Area	<i>A</i>	78,08	<i>cm²</i>
Area ridotta per verifica a taglio	A_v	24,83	<i>cm²</i>
Momento resistente	$W_{v,el}$	569,62	<i>cm³</i>
Momento resistente plastico	$W_{v,pl}$	642,55	<i>cm³</i>
Momento di inerzia	J_v	5696,17	<i>cm⁴</i>



CARICHI

TIPOLOGIA	CARICO <i>daN/mq</i>	CC1 - SLE			
		Coeff. CC1	Q_{CC1} <i>daN/mq</i>	Incidenza <i>m</i>	q_{CC1} <i>daN/ml</i>
Peso proprio	-	1,00	-	-	61
Permanenti strutturali	100	1,00	100	2,00	200
Permanenti non strutturali	300	1,00	300	2,00	600
Variabili	200	1,00	200	2,00	400
1261 daN/ml					

TIPOLOGIA	CARICO <i>daN/mq</i>	CC2 - SLU			
		Coeff. CC2	Q_{CC2} <i>daN/mq</i>	Incidenza <i>m</i>	q_{CC2} <i>daN/ml</i>
Peso proprio	-	1,30	-	-	80
Permanenti strutturali	100	1,30	130	2,00	260
Permanenti non strutturali	300	1,50	450	2,00	900
Variabili	200	1,50	300	2,00	600
1840 daN/ml					

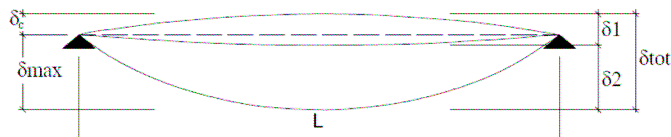
PROGETTO E VERIFICA A RESISTENZA (SLU)

DESCRIZIONE	SIMBOLO	VALORE	U.M.
Momento flettente di calcolo (mezzeria)	M_{sd}	8279	<i>daNm</i>
Momento resistente profilato	$M_{pl,Rd}$	14381	<i>daNm</i>
Percentuale di utilizzo del materiale a flessione	$\%_a$	58%	-

Taglio di calcolo (appoggio)	T_{sd}	5519	<i>daN</i>
Taglio resistente	T_{Rd}	32086	<i>daNm</i>
Percentuale di utilizzo del materiale a taglio	$\%_a$	17%	-

PROGETTO E VERIFICA A DEFORMAZIONE (SLE)

DESCRIZIONE	SIMBOLO	VALORE	U.M.	x / L_n
Freccia per azione dei carichi permanenti (+ p.p.)	δ_1	0,99	<i>cm</i>	1/576 L
Freccia per azione dei carichi variabili	δ_2	0,46	<i>cm</i>	1/1240 L
Freccia totale	δ_{max}	1,45	<i>cm</i>	1/393 L



Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

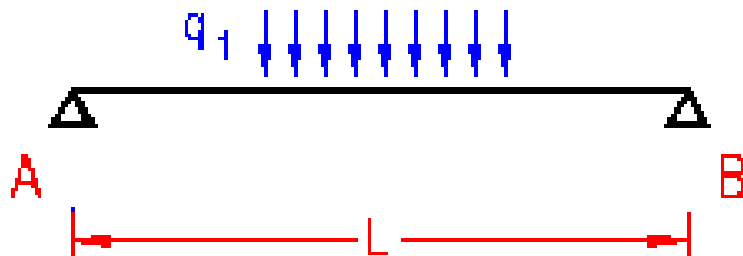
Solaio locali U.T.A.

I locali destinati al posizionamento dei nuovi impianti frigo di trattamento dell'aria, realizzati nell'angolo nord della manica ovest, saranno realizzati alla stregua del solaio tipo, cioè con profilati metallici aventi la funzione di elementi portanti principali; sull'ala superiore di questi verrà poggiata una lamiera grecata ad aderenza migliorata sp. 8/10 mm, su cui si procederà a realizzare un getto collaborante in calcestruzzo alleggerito, armato come riportato sugli elaborati grafici strutturali, in modo da ottenere uno spessore totale di max. 10 cm.

I profilati metallici sono posti ad interasse variabile per ovviare alle interferenze architettoniche, e si procederà pertanto alla verifica dell'elemento maggiormente sollecitato.

La luce netta presente tra le murature portanti risulta essere nel punto massimo di 4,55 m, opportunamente incrementata ai fini del calcolo per tenere in conto parte dell'appoggio agli estremi; in fase di calcolo si considera una luce effettiva di 4,85 m. L'interasse massimo tra i profilati è di 1,55 m.

Lo schema statico utilizzato per definire le sollecitazioni agenti sulla trave è quello di trave semplicemente appoggiata, così come riportato nello schema.



L'unità frigo da posizionare sul suddetto solaio risulta avere dimensione 4,00 x 1,00 x h. 2,00 m con un carico complessivo massimo di 1500 kg, così come comunicato dalla committenza. Si ritiene di poter considerare il carico distribuito, supponendo che l'impianto non poggi su piedini isolati, bensì su traverse di ripartizione. Il peso del gruppo frigo può quindi essere ricondotto ad un'azione distribuita corrisponde ad un carico equivalente

$$q_{eq} = \frac{Q}{a \times b} = \frac{1500}{4 \times 1} = 375 \text{ daN/mq} \rightarrow 400 \text{ daN/mq}$$

A favore di sicurezza si considera il carico distribuito equivalente agire sull'intera porzione di solaio.

Si allega il tabulato di calcolo, da cui risulta come $M_{sd} < M_{rd}$, per cui la sezione risulta verificata agli SLU.

Essendo inoltre $\delta_{max} < \delta_{adm}$ sia sotto l'effetto dei carichi totali che sotto l'effetto del solo carico accidentale, si può considerare verificata la sezione agli SLE.

VERIFICA TRAVE IN ACCIAIO

Committente Citta di TORINO
Località Santena - Complesso Monumentale Cavourese
Data 12 aprile 2011
Identificativo elemento Piano primo - Ala ovest - U.T.A.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

DESCRIZIONE	SIMBOLO	VALORE	U.M.
Luce netta	L_n	4,55	<i>m</i>
Luce di calcolo	L_c	4,85	<i>m</i>
Interasse	<i>i</i>	1,55	<i>m</i>

CARATTERISTICHE MATERIALE

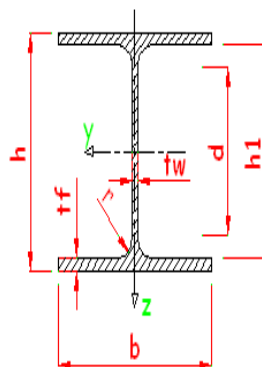
Acciaio tipo	S235
---------------------	-------------

DESCRIZIONE	SIMBOLO	VALORE	U.M.
Acciaio tipo	-		-
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	2350	<i>daN/cm^q</i>
Modulo di elasticità	E	2100000	<i>daN/cm^q</i>
Coefficiente di sicurezza per la resistenza	γ_{M0}	1,05	-

CARATTERISTICHE PROFILATO

Profilato tipo	HE 200 B
-----------------------	-----------------

DESCRIZIONE	SIMBOLO	VALORE	U.M.
Altezza	<i>h</i>	20,00	<i>cm</i>
Peso	<i>b</i>	20,00	<i>cm</i>
Spessore dell'anima	t_w	0,90	<i>cm</i>
Spessore dell'ala	t_f	1,50	<i>cm</i>
Raggio di raccordo fra anima e ala	<i>r</i>	1,80	<i>cm</i>
Peso	<i>g</i>	61,29	<i>daN/ml</i>
Area	A	78,08	<i>cm²</i>
Area ridotta per verifica a taglio	A_v	24,83	<i>cm²</i>
Momento resistente	$W_{v,el}$	569,62	<i>cm³</i>
Momento resistente plastico	$W_{v,pl}$	642,55	<i>cm³</i>
Momento di inerzia	J_v	5696,17	<i>cm⁴</i>



CARICHI

TIPOLOGIA	CARICO <i>daN/mq</i>	CC1 - SLE			
		Coeff. CC1	Q_{CC1} <i>daN/mq</i>	Incidenza <i>m</i>	q_{CC1} <i>daN/ml</i>
Peso proprio	-	1,00	-	-	61
Permanenti strutturali	100	1,00	100	1,55	155
Permanenti non strutturali	700	1,00	700	1,55	1085
Variabili	200	1,00	200	1,55	310
1611 daN/ml					

TIPOLOGIA	CARICO <i>daN/mq</i>	CC2 - SLU			
		Coeff. CC2	Q_{CC2} <i>daN/mq</i>	Incidenza <i>m</i>	q_{CC2} <i>daN/ml</i>
Peso proprio	-	1,30	-	-	80
Permanenti strutturali	100	1,30	130	1,55	201,5
Permanenti non strutturali	700	1,50	1050	1,55	1627,5
Variabili	200	1,50	300	1,55	465
2374 daN/ml					

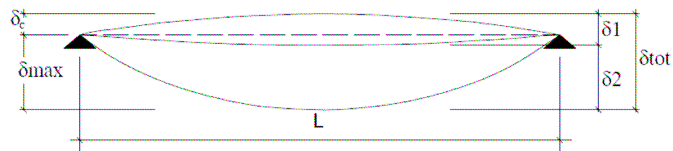
PROGETTO E VERIFICA A RESISTENZA (SLU)

DESCRIZIONE	SIMBOLO	VALORE	U.M.
Momento flettente di calcolo (mezzeria)	M_{sd}	6979	<i>daNm</i>
Momento resistente profilato	$M_{pl,Rd}$	14381	<i>daNm</i>
Percentuale di utilizzo del materiale a flessione	$\%_a$	49%	-

Taglio di calcolo (appoggio)	T_{sd}	5756	<i>daN</i>
Taglio resistente	T_{Rd}	32086	<i>daNm</i>
Percentuale di utilizzo del materiale a taglio	$\%_a$	18%	-

PROGETTO E VERIFICA A DEFORMAZIONE (SLE)

DESCRIZIONE	SIMBOLO	VALORE	U.M.	x / L_n
Freccia per azione dei carichi permanenti (+ p.p.)	δ_1	0,61	<i>cm</i>	1/749 L
Freccia per azione dei carichi variabili	δ_2	0,14	<i>cm</i>	1/3146 L
Freccia totale	δ_{max}	0,75	<i>cm</i>	1/605 L



Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Nuova scala e vano ascensore

All'interno della manica ovest delle scuderie, sul fronte sud prospiciente il castello, è in progetto la rimozione e ricostruzione della scala di accesso al piano primo con l'aggiunta di un impianto ascensore.

Scala

L'attuale scala è realizzata in cemento armato e collega il piano interrato, terra e primo. La prima rampa di comunicazione tra i locali scantinati nel piano interrato e gli uffici al piano terra viene mantenuta nello stato attuale. La seconda rampa di collegamento tra i locali al piano terra e l'attuale alloggio del custode al piano primo viene completamente rimossa e ricostruita secondo uno sviluppo planimetrico differente dall'attuale, per far sede all'inserimento di un nuovo vano ascensore.

La nuova rampa sarà realizzata in cemento armato, con larghezza minima utile di passaggio pari a 120 cm e spessore minimo del getto in opera di 12 cm, ancorata ai nuovi setti in cemento armato destinati al vano ascensore. Così facendo non si avrà un aggravio dei carichi sulle solette esistenti a coronamento del foro del vano scala e ascensore.

I carichi di esercizio sono desumibili dai pesi propri degli elementi strutturali, dai carichi permanenti portati e dai carichi variabili di esercizio definiti dalla normativa.

ANALISI DELLE AZIONI SULLE COSTRUZIONI - NTC §3

Committente	Citta di TORINO
Località	Santena - Complesso Monumentale Cavourese
Data	12 aprile 2011
Identificativo solaio	SCALA

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (peso proprio) - NTC §3.1.2

DESCRIZIONE	MATERIALE	PESO	SPESSORE	CARICO
-	-	daN/mc	cm	daN/mq
Soletta scala	Cemento armato	2500	12	300

TOTALE CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	300	daN/mq
--	------------	---------------

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI - NTC §3.1.3

DESCRIZIONE	MATERIALE	PESO	SPESSORE	CARICO
-	-	daN/mc	cm	daN/mq
Gradini (sp. Medio)	Cemento armato	2500	10	250
Rivestimento	Gres	2000	2	40
Intonaco di intradosso	Malta di cemento	2100	1	20

TOTALE CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	310	daN/mq
--	------------	---------------

CARICHI VARIABILI - NTC §3.1.4

DESCRIZIONE	CARICO
-	daN/mq
B2 - Uffici aperti al pubblico	300

TOTALE CARICHI VARIABILI	300	daN/mq
---------------------------------	------------	---------------

COMBINAZIONI DI CARICO					
DESCRIZIONE	q	γ_{SLE}	γ_{SLU}	q _{SLE}	q _{SLU}
-	daN/mq	-	-	daN/mq	daN/mq
Carichi permanenti strutturali	300	1	1,3	300	390
Carichi permanenti non strutturali	310	1	1,3	310	403
Carichi variabili	300	1	1,5	300	450
TOTALE CARICO AGENTE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (q_{SLE})				910	daN/mq
TOTALE CARICO AGENTE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (q_{SLU})				1243	daN/mq

Noti che sono i carichi agenti su procede al calcolo delle sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo per il dimensionamento dell'armatura necessaria.

The screenshot shows a software interface for structural analysis. On the left, a diagram of a beam of length L is shown with a trapezoidal distributed load. The load starts at q_1 at point A and ends at q_2 at point B. The load is divided into two segments of length d_1 and d_2 . The beam is supported by a fixed support at A and a roller support at B.

Parameters and constraints:

- Vincoli:**
 - App. - App.
 - Inc. - Inc.
 - Inc. - App.
 - Mensola
 - Fondazione
- N° Carichi dist. TRAPEZI:** 1
- N° Carichi CONCENTRATI:** 0
- N° Coppie CONCENTRATE:** 0

Material and geometric properties:

- Luce: 1,3 m
- J: 14.400 cm⁴
- E: 31.400 MPa
- Distanze parziali

Results (Risultati):

Reazioni vincolari				
MA	kNm	-10,56	MB	0
RA	kN	16,25	RB	0

Φ_A	[rad]	0	Φ_B	-0,001012
max M+		0	x max M+	0
max M-		-10,56	x max M-	0
f max	m	0,0009869	x f max	1,3

Diagrammi: M V C

Risultati all'ascissa x:

x	M(x)	V(x)	f(x)
0	-10,56	16,25	0

N° sezioni di calcolo: 100

Il massimo momento negativo risulta essere $M_{sd} = -1056$ daNm. Adottando $5\phi 12$ disposti superiormente e inferiormente si può ricavare il momento resistente della sezione M_{Rd} .

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	12	1	5,65	2
			2	5,65	10

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -20,35 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -20,35 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 14,24 ‰
d 10 cm
x 1,973 x/d 0,1973
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Come si può desumere dalla videata precedente il momento resistente della sezione risulta essere $M_{Rd} = -2035 \text{ daNm} > M_{sd}$. La sezione risulta pertanto verificata. Ad integrazione dell'armatura sopra descritta verrà disposta un armatura trasversale di ripartizione realizzata con ferri $\phi 8$ ogni 25 cm.

Ad integrazione di quanto sopra si procede alla verifica a Stato Limite di Esercizio, analizzando la deformazione dell'elemento.

Vincoli
 App. - App.
 Inc. - Inc.
 Inc. - App.
 Mensola
 Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI kN/m 1 Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	9,1	9,1	0	1,3

N° Carichi CONCENTRATI kN 0 Zoom

N° Coppie CONCENTRATE kNm 0 Zoom

Diagrammi
 Visualizza
 V C
Stampa

Calcola

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)
0	-7,689	11,83	0

N° sezioni di calcolo 100

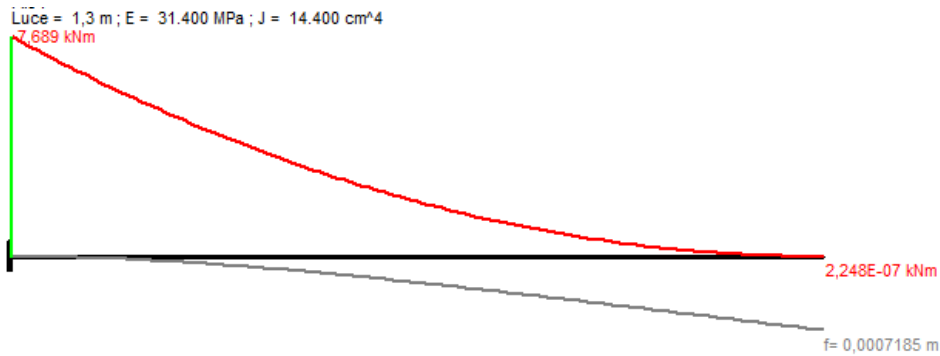
Risultati

Reazioni vincolari

MA	kNm	-7,689	MB	0
RA	kN	11,83	RB	0

Φ_A [rad] 0 Φ_B -0,0007369
max M+ 2,248E-07 x max M+ 1,3
max M- -7,689 x max M- 0
f max m 0,0007185 x f max 1,3

Luca 1,3 m J 14,400 cm⁴ Sezione
E 31,400 MPa Distanze parziali



La deformazione massima risulta essere $f=0,07 \text{ cm}$, superiore a $1/1800 L$. La sezione risulta pertanto verificata allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

Vano ascensore

L'impianto ascensore verrà posizionato all'interno di un vano realizzato interamente in cemento armato, poggiante a terra su un basamento a platea con spessore minimo 40 cm poggiato su strato di pulizia in calcestruzzo magro. In fase di realizzazione del suddetto occorrerà tenere conto della necessità di approfondire il vano stesso per l'alloggiamento della fossa di fondo cabina. I setti del vano ascensore avranno uno spessore minimo di 20 cm, da cui si dipartiranno i ferri di ripresa per la realizzazione della seconda rampa, realizzata a mensola rispetto al vano ascensore, così come in precedenza descritto.

Tutte le verifiche statiche dovranno essere affinate in fase esecutiva in funzione della tipologia di impianto ascensore prescelto, sulla base degli effettivi carichi di esercizio desumibili dalle schede tecniche del produttore dell'impianto.