

DELIBERA N. 133 DEL 02/10/2019

VERBALE DI DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA COMUNALE

Oggetto: ATTO DI INDIRIZZO RELATIVO AI LAVORI DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE ANTISISMICO E MESSA A NORMA ANTINCENDIO DELLA SCUOLA MEDIA DI VALTOURNENCHE

L'anno 2019 addì 02 del mese di ottobre alle ore 10:00 nella sala della Giunta, presso la Sede comunale, convocato per **CONVOCAZIONE DEL SINDACO**

Sotto la presidenza di MAQUIGNAZ JEAN ANTOINE

Sono intervenuti i seguenti Assessori:

MAQUIGNAZ JEAN ANTOINE	Sindaco	Presente
MAQUIGNAZ NICOLE	Vice Sindaco	Presente
CAPPELLETTI ALESSIO LUIGI	Assessore	Presente
CICCO ELISA MAILA	Assessore	Presente
PASCARELLA RINO	Assessore	Presente
VUILLERMOZ CHANTAL	Assessore	Presente

Totale Presenti: 6

Totale Assenti: 0

Assiste alla seduta il Segretario Comunale, MACHET CRISTINA.

Il Presidente, riconosciuta legale l'adunanza, dichiara aperta la seduta esponendo l'oggetto suindicato, essendo all'ordine del giorno.

PROPOSTA DI DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA COMUNALE
PREDISPOSTA DA: Ufficio Lavori Pubblici

Oggetto: ATTO DI INDIRIZZO RELATIVO AI LAVORI DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE ANTISISMICO E MESSA A NORMA ANTINCENDIO DELLA SCUOLA MEDIA DI VALTOURNENCHE

LA GIUNTA COMUNALE

PREMESSO:

- che il Comune di Valtournenche ha affidato:

- i) mediante affidamento diretto ai sensi dell'art. 36 comma 2 lettera a) del D.Lgs. 18 aprile 2016, n. 50 (di seguito, anche "Codice dei contratti Pubblici"), con determina N. 225 del 10/10/2016 all'ing. Giuseppe Zinghini con studio in Gressan (AO), Loc. Tzamberlet, n. 4 (di seguito, anche "Progettista"), i servizi di progettazione definitiva ed esecutiva per l'adeguamento strutturale e antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in frazione Cretaz del Comune di Valtournenche (di seguito, anche "Servizi di progettazione"), dietro il pagamento di un corrispettivo pari a euro 37.300,00 oltre C.P. ed I.V.A.;
- ii) previo esperimento di procedura aperta, all'Operatore economico Società Bertini Aosta S.r.l., con sede legale in Issogne (AO), località Mure (di seguito, anche "Appaltatore"), i "lavori di adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in frazione Cretaz del Comune di Valtournenche" (di seguito, anche "Lavori") dietro il pagamento di un corrispettivo – al netto del ribasso offerto del 9,107% – pari a euro 545.013,89, oltre l'I.V.A.;
- iii) previo esperimento di procedura aperta, con determina n. 185 del 18/7/2017, all'Operatore economico Sitec Engineering S.r.l. con sede legale in Aosta, Via Federico Chabod, n. 44 (di seguito, anche "Direttore dei lavori"), in persona del legale rappresentante *pro tempore* ing. Corrado Trasino, i servizi di direzione dei lavori e di coordinamento della sicurezza in fase esecutiva relativi ai menzionati interventi di adeguamento strutturale antisismico e di messa a norma antincendio (di seguito, anche "Servizi di direzione dei lavori") dietro il pagamento di un corrispettivo – al netto del ribasso offerto del 45% - pari a euro 26.170,74 oltre l'I.V.A.;

- che come previsto nella determinazione di conferimento di incarico n. 225 del 10/10/2016, la stipula del contratto d'appalto relativo ai Servizi di progettazione è avvenuta mediante apposito scambio di lettere e il relativo rapporto si è concluso;

- che il contratto d'appalto relativo ai Lavori è stato stipulato in data 31/8/2017, repertorio n. 575 ed il relativo rapporto è tuttora pendente;

- che il contratto d'appalto relativo ai Servizi di direzione lavori è stato stipulato con scrittura privata in data 11/9/2017 e il relativo rapporto è tuttora pendente;

- che la fase esecutiva dei Lavori è stata segnata sin da subito da una marcata conflittualità; all'atto della loro consegna in data 11/9/2017, l'Appaltatore, infatti, ha iscritto riserva in ragione di asserite "problematiche strutturali (di tipo statico e sismico)" conseguenti ad asseriti vizi/difetti progettuali ed ha chiesto la "sospensione immediata dei lavori", corroborando le proprie domande a mezzo della relazione tecnica a firma dell'ing. Francesco Fumarola;

- che l'ing. Giuseppe Zinghini, invitato a contraddire in merito alle contestazioni mosse al suo operato, ha respinto ogni addebito confermando "la corretta progettazione degli elementi strutturali e la loro verifica ai sensi delle normative vigenti";

- che con determinazione del Responsabile del Servizio dell'ufficio tecnico comunale del 28/12/2017, n. 369 è stata autorizzata la redazione di una perizia di variante relativa ai Lavori avente ad oggetto: "Adeguamento dell'impianto elettrico del 2° piano; Isolamento delle facciate esterne mediante cappotto al fine di incrementare l'efficienza energetica del fabbricato con cappotto 16 cm.; Demolizione completa del pavimento e del sottofondo al piano sottotetto; Incremento dei fermaneve sul tetto" e che con deliberazione della Giunta comunale n. 74 del 4/7/2018, il Comune di Valtournenche ha sospeso ogni decisione in merito all'approvazione della predetta perizia di variante nelle more dell'accertamento, ad opera di un qualificato professionista terzo, della fondatezza o meno delle problematiche strutturali (di tipo statico e sismico) prospettate dall'Appaltatore e contestate dal Progettista;
- che con determina dell'Area Tecnica del 8/10/2018 n. 206, il Comune di Valtournenche ha incaricato l'operatore economico Alisea S.r.l., in persona dell'ing. prof. Luca Giordano, della verifica (i) della "impostazione generale del progetto" posto a base di gara nonché (ii) della fondatezza delle criticità lamentate dall'Appaltatore e che, in esito a tale verifica tecnica, sono emerse, per quanto di interesse, una "carente (...) caratterizzazione dei materiali che si è concentrata sul solo materiale calcestruzzo, tralasciando invece l'acciaio", la "presenza di situazioni anomale in corrispondenza di alcune colonne dell'edificio" nonché la necessità di "una rivisitazione completa del progetto dell'intervento di miglioramento sismico dell'edificio in oggetto" come da allegato;
- che l'appalto dei Lavori e la redazione della perizia di variante autorizzata con determinazione n. 369/2017 sono stati oggetto di un'indagine penale in esito alla quale è stato richiesto il rinvio a giudizio, per i reati previsti e puniti dagli articoli c.p. 110 e 353 bis, nei confronti del Responsabile del Servizio dell'ufficio tecnico comunale, del Progettista, dell'Appaltatore e del Direttore dei lavori;
- che, in pendenza dell'indagine penale, l'area di cantiere è stata sottoposta a sequestro dal 20 novembre 2018 sino al 20 febbraio 2019 e che, indipendentemente dal sequestro, i Lavori, dopo la loro consegna in data 11/9/2017, sono stati sospesi dal Direttore dei lavori dal 24/11/2017 sino 7/5/2018 e risultano tuttora sospesi, sempre ad opera del Direttore dei lavori, a far data dal 20/6/2018;
- che i Lavori, a causa delle evidenziate problematiche, versano in grave stato di ritardo posto che lo stato di avanzamento dei Lavori "n. 2 a tutto il 27/2/2018" quantifica l'importo complessivo netto dei lavori eseguiti in euro 110.026,55, pari circa ad un quinto dell'importo contrattuale;
- che con lettera del 16/7/2019 numero 0057621 l'Autorità Nazionale Anticorruzione ha comunicato "l'avvio del procedimento finalizzato alla proposta di adozione di misure straordinarie di gestione, sostegno e monitoraggio nei confronti della società Bertini Aosta S.r.l. ai sensi dell'art. 32, d.l. n. 90/2014, convertito con modificazioni dalla l.n. 114/2014, con riferimento al contratto di "lavori di adeguamento strutturale antisismico e messa a norma antincendio della scuola media in frazione Cretaz";
- che con lettera del 5/8/2019 – trasmessa per conoscenza anche all'Autorità Nazionale Anticorruzione – l'Operatore economico Bertini Aosta S.r.l. ha avanzato al Comune di Valtournenche "formale richiesta di risoluzione del contratto ai sensi dell'art. 107 co. 2 D.Lgs. 50/2016" assegnando allo stesso "il termine di 30 giorni per manifestare la propria eventuale opposizione, in tal caso con gli effetti risarcitori previsti dalla medesima norma"; l'istanza è motivata dalla sussistenza di "entrambi i requisiti previsti (disgiuntamente) dalla norma perché il periodo di sospensione dei lavori (anche qualora si volesse tener conto della parentesi temporale in cui il cantiere è stato posto sotto sequestro) ha superato sia il quarto del tempo contrattuale che i sei mesi complessivi";
- che con determina n. 518 del 1/8/2019, il Comune di Valtournenche ha incaricato l'ing. Augusto Fosson di esaminare i progetti, di valutare lo stato di fatto e di formulare una soluzione al prosieguo dei Lavori, anche



alla luce delle osservazioni formulate dall'ing. prof. Luca Giordano e che, ad espletamento dell'incarico ricevuto come da allegato, il consulente tecnico, per quanto di interesse:

- i) ha concluso che “l’inserimento dei nuovi setti e la modifica delle fondazioni permette di adeguare sismicamente la struttura, a condizione però che i pilastri siano rinforzati, oltre che risarciti dai danneggiamenti conseguenti al passaggio degli impianti, che i travi siano rinforzati non tanto agli effetti flettenti quanto agli effetti taglianti ed infine che il getto di completamento del solaio sottotetto sia maggiorato per poter considerare il solaio stesso come piano rigido”;
- ii) ha stimato sommariamente il valore delle opere strutturali da eseguire in misura pari a € 1.310.000,00, con l’avvertenza che tale importo “non comprende le opere impiantistiche e di finitura, le sistemazioni esterne e neppure le opere relative alla messa a norma antincendio e di abbattimento delle barriere architettoniche”;
- iii) ha evidenziato, “a titolo comparativo”, che “i lavori di demolizione e ricostruzione di un edificio scolastico dell’ordine di grandezza di quello in esame sono stati stimati in € 1 850,00 ogni m² lordo di pavimento calpestabile, ciò che corrisponde per l’edificio in esame a 1 850,00 x 1344 = € 2 500 000,00 circa”;

- che con lettera del Responsabile unico del procedimento del 13/9/2019, prot. 10495 il Comune di Valtournenche, in riscontro alla richiesta di risoluzione ex art. 107, comma 2, del D.Lgs. n. 50/2016 avanzata dall’Operatore economico Bertini Aosta S.r.l., ha comunicato che “è intendimento dell’amministrazione accogliere la vostra istanza, che sarà formalizzata nella prima giunta utile”;

RITENUTO:

- che gli accertamenti tecnici compiuti dall’ing. prof. Luca Giordano e dall’ing. Augusto Fosson hanno evidenziato la necessità di una “rivisitazione completa” della progettazione dei lavori di “adeguamento strutturale antisismico e messa a norma antincendio della scuola media in frazione Cretaz del Comune di Valtournenche” ed, in particolare, la necessità dell’introduzione nell’appalto dei Lavori di “modifiche” da considerarsi di per sé stesse “sostanziali” ai sensi dell’art. 106 del D.Lgs. 18/4/2016, n. 50 in quanto:

- i) estendono notevolmente l’ambito di applicazione del contratto;
- ii) avrebbero consentito, sulla scorta del criterio di aggiudicazione dell’offerta economicamente più vantaggiosa, l’accettazione di un’offerta diversa da quella inizialmente accettata oppure avrebbero attirato ulteriori partecipanti alla procedura di aggiudicazione;
- iii) comportano un aumento di prezzo dei Lavori che eccede sia la soglia del 15% del valore iniziale del contratto prevista per l’ipotesi di errori od omissioni del progetto esecutivo (art. 106, comma 2) e sia, comunque, quella del 50% del valore iniziale del contratto (art. 106, comma 7);

- che, a maggior ragione, l’eventuale decisione di demolire integralmente l’edificio scolastico esistente e di procedere alla sua ricostruzione *ex novo* si risolverebbe – rispetto tanto ai Lavori quanto ai Servizi di direzione lavori – in un “*aliud pro alio*”;

- che la sostanzialità delle modifiche nei Lavori si riflette, di conseguenza, anche nella sostanzialità delle modifiche da apportare all’appalto dei Servizi di direzione dei lavori le quali, ove attuate:

- i) estenderebbero notevolmente l’ambito di applicazione del contratto;
- ii) avrebbero consentito, sulla scorta del criterio di aggiudicazione dell’offerta economicamente più vantaggiosa, l’accettazione di un’offerta diversa da quella inizialmente accettata oppure avrebbero attirato ulteriori partecipanti alla procedura di aggiudicazione;
- iii) comporterebbero un aumento di prezzo dei Servizi di direzione dei lavori che eccede sia la soglia del 10% del valore iniziale del contratto prevista per l’ipotesi di errori od omissioni del progetto esecutivo (art. 106, comma 2) e sia, comunque, quella del 50% del valore iniziale del contratto (art. 106, comma 7);



- che in presenza di “modifiche sostanziali” nei termini di cui all’art. 106 del D.Lgs. 18/4/2016, n. 50 è consentita la risoluzione del contratto ai sensi dell’art. 108 del medesimo D.Lgs. 18/4/2016, n. 50, tanto più che l’avanzamento dei Lavori risulta alquanto contenuto;

- di fare comunque salva ogni decisione ed azione in merito alla responsabilità del Progettista;

- che la richiesta di rinvio a Giudizio da parte del P.M. all’esito dell’indagine penale configura in capo al Progettista, all’Appaltatore ed al Direttore dei lavori comportamenti volti ad alterare illecitamente la *par condicio* tra i concorrenti e finalizzati al soddisfacimento illecito di interessi personali in danno dell’amministrazione che – ove avvalorati in esito al relativo processo – ne comprometterebbero l’integrità ed affidabilità, assurgendo a motivo di esclusione ai sensi dell’art. 80, commi 1 e 5, lett. c), del D.Lgs. 18/4/2018, n. 50, vigente *ratione temporis*, nonché a causa doverosa di risoluzione ai sensi dell’art. 108, comma 2, del medesimo D.Lgs. n. 50/2016;

- di aderire alla richiesta di Bertini Aosta S.r.l. di risoluzione del contratto dell’appalto dei Lavori ai sensi dell’art. 107, comma 2, del D.Lgs. 18/4/2016, n. 50 – la cui applicazione è fatta salva dall’art. 108, comma 1, del D.Lgs. n. 50/2016 – in ragione dell’equivalenza degli effetti risolutivi;

CONSIDERATO:

- che, nel bilanciamento dei contrapposti interessi, sia da privilegiare la scelta di procedere alla demolizione e ricostruzione *ex novo* dell’edificio scolastico, in ragione degli accertamenti tecnici compiuti dall’ing. prof. Luca Giordano e dall’ing. Augusto Fosson che hanno evidenziato la necessità di una “rivisitazione completa” della progettazione dei lavori di “adeguamento strutturale antisismico e messa a norma antincendio della scuola media in frazione Cretaz del Comune di Valtournenche, evidenziando che l’ing. Augusto Fosson ha stimato sommariamente il valore delle opere strutturali da eseguire (per adeguare sismicamente la struttura) in misura pari a € 1.310.000,00, con l’avvertenza che tale importo “non comprende le opere impiantistiche e di finitura, le sistemazioni esterne e neppure le opere relative alla messa a norma antincendio e di abbattimento delle barriere architettoniche, evidenziando, “a titolo comparativo”, che “i lavori di demolizione e ricostruzione di un edificio scolastico dell’ordine di grandezza di quello in esame sono stati stimati in € 1 850,00 ogni m² lordo di pavimento calpestabile, ciò che corrisponde per l’edificio in esame a 1 850,00 x 1344 = € 2 500 000,00 circa”. Alla luce delle suesposte considerazioni si rileva che, secondo la nota redatta dall’ing. Augusto Fosson, inviata al comune di Valtournenche il 30 settembre 2019, prot. 11112, le opere impiantistiche e di finitura (indicate nella relazione, ma non quotate) possono essere stimate come segue: impianti elettrici e speciali euro 130.000,00 impianti idrotermosanitari e antincendio euro 160.000,00; finiture, compreso abbattimento barriere architettoniche e sistemazione esterna: euro 350.000,00 per il totale (IVA esclusa) di euro 640.000,00, portando la spesa effettiva di opere strutturali di “ristrutturazione” pari a **euro 1.950.000,00** a fronte dell’adeguamento di un edificio che:

- non risponde più alle esigenze logistiche attuali poiché le scuole in oggetto oggi accolgono un maggior numero di studenti proveniente non solo da Breuil-Cervinia e Valtournenche, ma anche Torgnon, Antey-Saint-André, la Magdeleine e Chamois;
- non risponde alle necessità legate al risparmio energetico, la ristrutturazione dell’edificio esistente sarebbe tendente alla classe G e considerato che il costo stimato (sulla base dei costi reali pregressi) per energia elettrica e riscaldamento si attesta attorno ai 30.000 euro annui, contro i 5.000 annui per un edificio scolastico nuovo, di classe A, dell’ordine di grandezza di quello in esame;

Va inoltre RILEVATO che le opere strutturali di adeguamento:

- presenterebbero una serie di incognite in fase di realizzazione dei lavori, in ragione delle azioni complesse da realizzare, lasciando un ragionevole dubbio dell’effettivo risolutivo ottenibile;
- comporterebbero la chiusura di una serie di finestre esterne, compromettendo di fatto l’illuminazione esistente



VISTO:

- la Legge Regionale 7 dicembre 1998, n. 54 (Sistema delle autonomie della Valle d'Aosta) e particolarmente l'art. 23 in materia di competenze della Giunta comunale;
- la Legge Regionale 6 agosto 2007, n. 19 (Nuove disposizioni in materia di procedimento amministrativo e di diritto di accesso ai documenti amministrativi);
- lo Statuto comunale così come adottato con deliberazione del Consiglio comunale n. 52 del 11/11/2002 e particolarmente l'art. 21 in materia di competenze della Giunta comunale;
- la deliberazione del Consiglio comunale **n. 5 del 26/02/2019** con la quale si approvava il bilancio di previsione pluriennale 2019/2021 e il D.U.P. (documento unico di programmazione) per il triennio 2019/2021;
- la deliberazione della Giunta comunale **n. 52 del 27/03/2019** con la quale si assegnavano ai responsabili di servizio le quote di bilancio ai sensi dell'art. 46 comma 5 della L.R. 7/12/1998 n. 54 e dell'art. 169 del D.Lgs. 267/2000;

VISTO altresì:

- il parere favorevole espresso dal Responsabile del Servizio, competente per materia, in ordine alla regolarità tecnica della proposta di deliberazione, ai sensi dell'art. 33, comma 3 dello Statuto Comunale;
- il parere di legittimità espresso dal Segretario Comunale, ai sensi dell'art. 49bis, comma 1 della Legge Regionale 7 dicembre 1998, n. 54 e ai sensi dell'art. 9, lettera d), della legge regionale 19 agosto 1998 n. 46 così come sostituito dall'art. 6 comma 1 della L.R. n. 14 in data 09.04.2010;

Ad unanimità di voti espressi in forma palese, per alzata di mano;

DELIBERA

1. DI ESPRIMERE l'indirizzo politico di procedere alla demolizione e ricostruzione *ex novo* dell'edificio scolastico, in ragione delle considerazioni esplicitate in premessa, salvaguardando, sin dalla fase progettuale, l'esigenza di minimizzazione dei costi;
2. DI ADERIRE alla richiesta di risoluzione ai sensi dell'art. 107, comma 2, del D.Lgs. n. 50/2016 avanzata da Bertini Aosta S.r.l. con lettera datata 5/8/2019 e, per l'effetto, di dare atto dell'intervenuta risoluzione per mutuo dissenso, senza indennità a carico del Comune di Valtournenche, del contratto d'appalto relativo ai "lavori di adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in frazione Cretaz del Comune di Valtournenche" stipulato in data 31/8/2017, repertorio n. 575;
3. DI AVVIARE nei confronti dell'Operatore economico Sitec Engineering S.r.l. con sede legale in Aosta, Via Federico Chabod, n. 44 il procedimento volto alla risoluzione del contratto d'appalto relativo ai servizi di direzione dei lavori e di coordinamento della sicurezza in fase esecutiva relativi agli interventi di adeguamento strutturale antisismico e di messa a norma antincendio, dando mandato al Responsabile unico del procedimento di adottare gli adempimenti partecipativi necessari e riservando ogni decisione in esito all'instaurando contraddittorio con l'interessato;
4. DI FARE SALVA ogni azione e iniziativa conseguenti ai fatti ed alle circostanze evidenziati nel preambolo della presente deliberazione.

Approvato e sottoscritto con firma digitale:

COMUNE | COMMUNE



VALTOURNENCHE

Regione Autonoma Valle d'Aosta

Région Autonome Vallée d'Aoste

Il Sindaco

MAQUIGNAZ JEAN ANTOINE

Il Segretario Comunale

Dott.ssa MACHET CRISTINA



Comune di Valtournenche
Piazza della Chiesa n. 1

LAVORI PER L'ADEGUAMENTO STRUTTURALE ANTISISMICO E LA MESSA A NORMA ANTINCENDIO DELLA SCUOLA MEDIA IN FRAZIONE CRETAZ DEL COMUNE DI VALTOURNENCHE



Via Sebastiano Caboto 18/A – 10129 Torino
Tel: 0115684183 - Fax: 011-2274394
e-mail: aliseas@aliseasrl.eu
PEC: alisea@pec.aliseasrl.eu

Prof. Ing. Luca Giordano



ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO

1156 Dott. Ing. Luca Giordano

Relazione tecnica

CONSIDERAZIONI SULLA FONDATEZZA DELLE RISERVE E SULLA
METODOLOGIA DI RINFORZO

CODICE ELABORATO 163_R_002_A

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	19-11-2018	Emissione	LGR	LGR	LGR

NOME DEL FILE: 163_R_002_A.docx

INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	RISERVE DEL 01/12/2017	3
3.	NOTA DI CALCOLO DEL PROGETTISTA	6
4.	NOTA DI CALCOLO DELL'IMPRESA	8
5.	CONSIDERAZIONI GENERALI SUL METODOLOGIA DI RINFORZO	9
6.	CONCLUSIONI	12

1. PREMESSA

Il comune di Valtournenche, con Determina N. 206 del 08/10/2018, ha affidato alla società Alisea srl nella persona del sottoscritto Prof. Luca Giordano, il controllo dell'impostazione generale del progetto dei "Lavori per l'adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in frazione Cretaz del comune di Valtournenche", nonché la valutazione della fondatezza delle criticità messe in luce dall'Impresa aggiudicataria dei lavori stessi.

Lo scrivente ha effettuato un sopralluogo in sito in data 17 ottobre 2018 alla presenza della Direzione Lavori (ing. Corrado Trasino) e dell'Impresa aggiudicataria dei lavori (rappresentata dall'ing. Carlo Cambieri), ed ha emesso una prima relazione in data 24 ottobre 2018 relativa a quanto emerso dal sopralluogo e dalla verifica dell'impostazione generale del progetto. In particolare, il sopralluogo ha messo in evidenza la presenza di situazioni anomale in corrispondenza di alcune colonne dell'edificio che sono state interessate da severi danneggiamenti (taglio delle armature longitudinali) presumibilmente a seguito di precedenti lavori di modifica dell'impianto di riscaldamento ed elettrico. Tali danneggiamenti, di carattere prevalentemente puntuale, non potevano essere ipotizzati nella fase di elaborazione del progetto di adeguamento e anche le indagini sulle strutture non potevano metterle in luce se non casualmente. L'analisi del progetto ha messo in luce una corretta impostazione generale dello stesso con la presenza di alcuni punti deboli: la mancata caratterizzazione del materiale delle barre da cemento armato (con la conseguente assunzione di un tipo di materiale che con ogni probabilità non corrisponde a quanto presente in sito), la mancata caratterizzazione del terreno di fondazione (con l'impossibilità di sviluppare la verifica geotecnica da un punto di vista numerico) e l'ipotesi di collegamento rigido fra vano ascensore (realizzato con l'ampliamento del 1998) e il corpo principale dell'edificio.

La presente relazione, a conclusione dell'incarico, ha per obiettivo la valutazione puntuale della fondatezza delle criticità evidenziate dall'Impresa.

2. RISERVE DEL 01/12/2017

Le riserve iscritte nel Registro di Contabilità sono in numero di 5. Le problematiche di carattere strutturale, a cui è richiesto allo scrivente di esprimersi, sono riportate nella Riserva n. 1, e qui di seguito trascritte per completezza e semplicità di lettura:

Le indagini in corso sulla struttura esistente, per quanto ad oggi disponibili (e con salvezza di ulteriori integrazioni e approfondimenti), evidenziano che l'attuale condizione della struttura oggetto dell'intervento versa in condizioni tali da rendere inidoneo allo scopo il progetto di adeguamento sismico (che presuppone l'esistenza di una struttura esistente adeguata), oltre che rischiosa la sua realizzazione, sia per le maestranze dell'Impresa che per i dipendenti ed i fruitori del servizio ambulatoriale posto al piano terreno, e di cui si dirà in seguito. In particolare l'Impresa ha riscontrato che:

- a. *La costruzione della scuola risale ad epoca nella quale non era in uso la tipologia di acciaio "Feb44K" che viene indicata nel calcolo di progetto. Tale circostanza, ove risultasse confermata da specifici ed indispensabili saggi, inficerebbe l'effetto finale del calcolo strutturale, che risulterebbe sovrastimato per quanto concerne la resistenza degli attuali elementi - setti, pilastri e solai - in cemento armato, compromettendo in radice la bontà dell'intervento. Sempre in relazione all'epoca di realizzazione della scuola risulta indispensabile indagare, con una campagna d'indagine mirata, l'effettiva esistenza della cappa strutturale armata collaborativa indicata nel progetto; essa infatti ha inciso nella redazione del calcolo strutturale, conducendo ad una possibile sovrastima della resistenza dell'edificio, qualora non risultasse confermata la propria esistenza.*
- b. *Il calcolo di progetto presuppone l'esistenza di staffe di diametro pari a 8 mm ($\Phi = 8$) la cui effettiva esistenza, tuttavia, risulta contraddetta dalle stesse indagini strumentali contenute nella relazione tecnica di progetto, ove infatti - si legge che viene rilevata la presenza di staffe di diametro pari a 6 mm ($\Phi = 6$). Anche tale aspetto richiede un'indagine ulteriore volta a conseguire definitiva chiarezza sullo stato di fatto, trattandosi, ancora una volta, di elementi essenziali ai fini della garanzia strutturale dell'intervento e della relativa agibilità.*
- c. *Le indagini preliminari ad oggi svolte hanno evidenziato la presenza di importanti fenomeni di sfondellamento ai quali solo in alcune zone si è tentato di porre rimedio con la posa di reti antisfondellamento. La presenza soltanto parziale e localizzata di tali reti di protezione genera l'impossibilità di procedere in condizioni di sicurezza al pesante intervento demolitivo previsto tra le prime lavorazioni da effettuare.*
- d. *La trave di bordo lato ingresso principale del fabbricato non appare nello stato descritto in progetto (ossia una trave unica semplicemente appoggiata alle estremità) e ciò comporta l'inadeguatezza dell' ipotesi di calcolo, che dunque andrebbe riverificata.*

- e. *Relativamente al vano ascensore, non esiste alcuna evidenza della connessione rigida con il fabbricato ipotizzata nel progetto. La circostanza andrà adeguatamente verificata in quanto, l'averlo considerato rigidamente connesso, come emerge dalla relazione di calcolo, potrebbe falsare, anche in modo importante tutti i risultati dell'analisi stessa.*
- f. *Constatata l'altezza utile da plinto a intradosso solaio al piano interrato, pari a circa 30-40 cm, non risulta praticabile l'inserimento, previsto da progetto, dei connettori per ancorare le piastre al plinto - particolare A - B - CI - C2.*
- g. *E' stata constatata la presenza di passaggi impiantistici al piano interrato non indicata nel progetto che, attraversando le strutture portanti, indeboliscono le stesse. Tale verifica è, allo stato, soltanto parziale, in quanto l'interferenza impiantistica andrà estesa a tutti i piani dell'edificio.*

A seguito delle riserve di carattere strutturale, la DL ha chiesto all'Impresa e al Progettista una nota relativa alle carenze evidenziate. Le due note sono riportate in allegato alla presente relazione.

Nel seguito si trarranno le opportune considerazioni relativamente ad ogni singolo punto precedentemente riportato, mentre le considerazioni sulle note di Progettista ed Impresa saranno trattate nei paragrafi successivi.

- **Punto A.** Relativamente al tipo di acciaio da cemento armato FeB44k si è già detto nella relazione 163_R_001 e si concorda sostanzialmente con l'Impresa. Per quanto riguarda la presenza di cappa collaborante, la stessa è generalmente sempre presente e, come sottolineato dal Progettista, la risposta del solaio alla prova di carico è stata positiva, aspetto che fa pensare alla effettiva presenza della cappa. In ogni caso la sua effettiva presenza può essere facilmente verificata; ovviamente l'assenza di tale cappa collaborante andrebbe ad inficiare i risultati delle analisi in modo determinante.
- **Punto B.** Si concorda con l'incongruenza evidenziata: l'indagine sperimentale individua staffe di diametro 6mm, mentre nel calcolo sono utilizzate staffe di diametro 8mm. Ovviamente la problematica interagisce con quella di cui al punto precedente, e quindi l'effettiva resistenza a taglio potrà essere valutata solo una volta nota la resistenza dell'acciaio.
- **Punto C.** La presenza di sfondellamenti superiori a quelli attesi non poteva facilmente essere individuata in fase progettuale, quindi dovranno essere prese le necessarie misure man mano che si procederà con le demolizioni degli elementi non strutturali e si prenderà contezza dell'estensione del fenomeno.
- **Punto D.** Sul punto sia le considerazioni dell'Impresa sia soprattutto la risposta del Progettista appaiono piuttosto vaghe. Lo scrivente non ha gli elementi per rispondere nel merito e un giudizio definitivo sulla riserva potrà essere dato solo con un confronto con il Progettista e l'Impresa. Si ritiene in generale che questo sia un aspetto secondario di tutta la progettazione.
- **Punto E.** Relativamente alla connessione rigida del vano ascensore con il resto della struttura si è già detto nella relazione 163_R_001, e si concorda con la necessità di approfondimento delle

indagini. Come già evidenziato se venisse dimostrata la non connessione rigida fra il vano scale ed il resto della struttura, le ipotesi a base del progetto di adeguamento sarebbero errate e lo stesso dovrebbe essere sicuramente rivisto.

- **Punto F.** Si fa qui riferimento al collegamento al plinto del rinforzo delle colonne (vedi **Figura 2.1** relativa al particolare B). In effetti la realizzazione dei fori sul plinto per il collegamento della piastra risulta difficoltoso con spessori disponibili di 30-40 cm quali individuati dall'Impresa (e peraltro in linea con quanto indicato in progetto, pari a 45 cm). La soluzione indicata dal Progettista (ovvero di procedere dall'estradosso del primo solaio) non appare percorribile sia a causa degli inevitabili errori di realizzazione dei fori che dovrebbero essere compensati da tolleranze nella piastra, sia a causa del possibile taglio di barre di armatura esistenti del solaio durante la realizzazione dei fori.

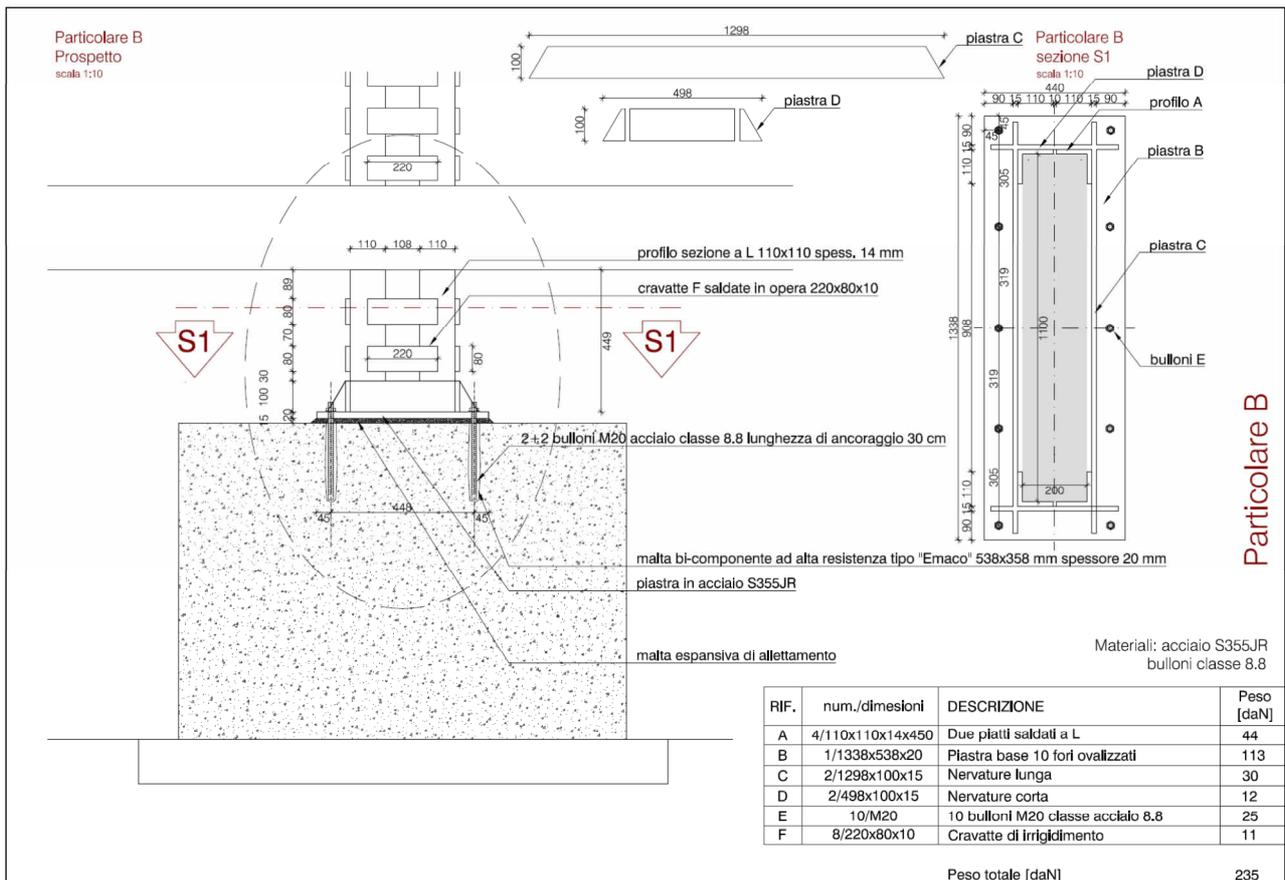


Figura 2.1 – Particolare B

- **Punto G.** Relativamente a tale punto si è già riferito nella relazione 163_R_001.

3. NOTA DI CALCOLO DEL PROGETTISTA

Di seguito si farà riferimento alla “Verifica puntuale degli elementi strutturali” emessa dal Progettista nel Novembre del 2017 e riportata nell’Allegato 1.

La verifica prende inizialmente in considerazione la struttura, o meglio l’elemento strutturale più sollecitato (trave 17-18) nel suo stato di fatto. Si sottolinea preliminarmente che negli elaborati progettuali non è stato ritrovato il tabulato di calcolo della struttura nello stato di fatto, ma solo nello stato di progetto. La verifica della trave 17-18 è effettuata considerando le resistenze dei materiali definite in progetto, ovvero $R_{ck} = 30$ MPa per il calcestruzzo e acciaio tipo FeB44K (sulla validità di quest’ultima ipotesi si è già detto in precedenza). Il risultato della verifica è che la trave non è soddisfatta sia a flessione che a taglio. A parte delle piccole inesattezze (ad esempio nella definizione dell’altezza utile della sezione non si considera né il diametro della staffa né la metà del diametro dell’armatura) i risultati risultano fundamentalmente corretti.

La verifica prosegue con la valutazione della resistenza della sezione rinforzata dove, sulla base del tipo di rinforzo adottato, viene incrementata l’armatura compressa (la sezione analizzata è infatti quella in corrispondenza del pilastro, e quindi soggetta, in combinazione statica, a momento negativo, ed il rinforzo prevede un incremento dell’armatura inferiore). Si premette innanzitutto che nel progetto non è presente il particolare del rinforzo della trave in spessore in corrispondenza del nodo; l’unico elaborato grafico disponibile è quello riportato in **Figura 3.1**. Non è quindi chiaro come il Progettista pensa di dare continuità al rinforzo in corrispondenza del nodo. In ogni caso, l’incremento di armatura compressa può solo migliorare la duttilità della sezione, ma non ne può incrementare la resistenza. I risultati della verifica puntuale riportati dal Progettista vanno invece in tutt’altra direzione: è infatti indicato che la sezione lavora in campo 4 (**Figura 3.2**), e quindi con ridotta duttilità. Entrando nel merito del calcolo, pur con le incertezze legate al fatto che non è visibile nel testo a disposizione il momento resistente (cella evidenziata in **Figura 3.2**) pare che nel calcolo l’armatura integrativa sia stata considerata come tesa (e quindi applicata al lembo superiore) e non come compressa (come effettivamente è).

Nella verifica a taglio della trave rinforzata (pag. 10 della nota del Progettista), le considerazioni fatte dal Progettista sono le seguenti: *“la resistenza a taglio viene affidata alla sezione della piastra applicata all’intradosso che è continua, nei prossimi calcoli è stata inserita un’area trasversale resistente pari a 3000 mmq (non si tiene conto delle staffe esistenti (il passo è stato comunque stabilito in 20 cm seppur la piastra sia continua)”*.

Nella frase sopra indicata, e nei calcoli successivi che sono congruenti con essa, è stata fatta confusione fra armatura longitudinale (ovvero la piastra di rinforzo inserita) e l’armatura trasversale (ovvero le staffe); inoltre viene esplicitamente affermato che la piastra di rinforzo è continua, senza che alcuna evidenza di tale fatto possa essere ritrovata nel progetto. Di fatto, l’armatura trasversale

non è stata assolutamente modificata dal rinforzo, che, ha al limite incrementato l'armatura longitudinale compressa; ne consegue che la resistenza a taglio non è stata in alcun modo modificata.

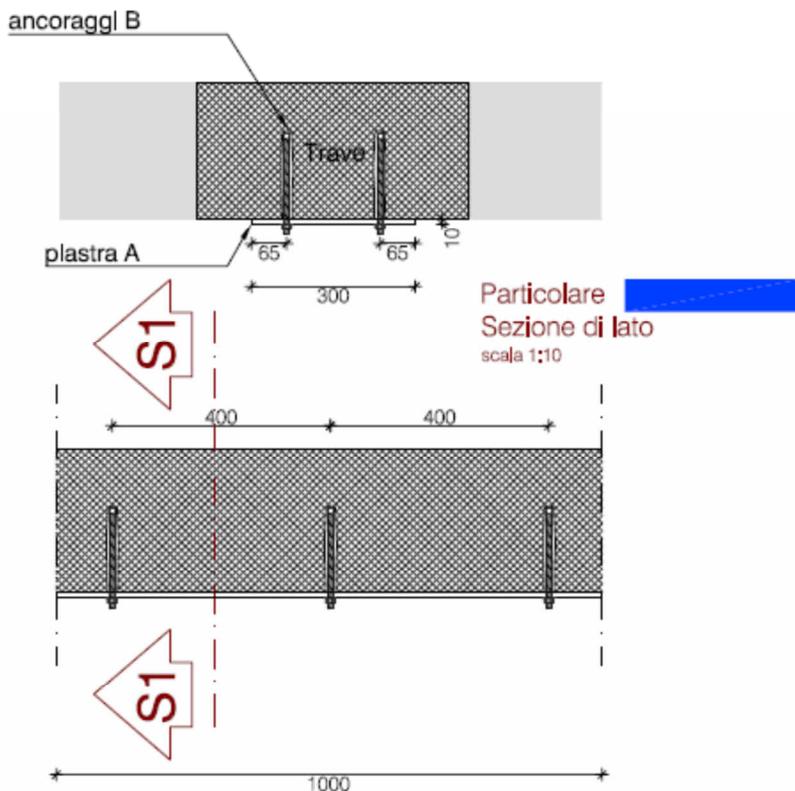


Figura 3.1 – Intervento trave non di bordo

CAMPO 4		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.1701 [-]
Posizione dell'asse neutro	x	35.72 [mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0.0035 [-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0.0171 [-]
Coefficiente di riempimento	ρ	0.0000 [-]
Coefficiente di baricentro	ξ_c	0.4000 [-]
Coefficiente $\alpha_s = \sigma_s / f_{yk}$	α_s	1.0000 [-]
Tensione nell'armatura compressa	σ_s	391.30 [MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ_s	0.0010 [-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	100.00 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	100.00 [kNm]

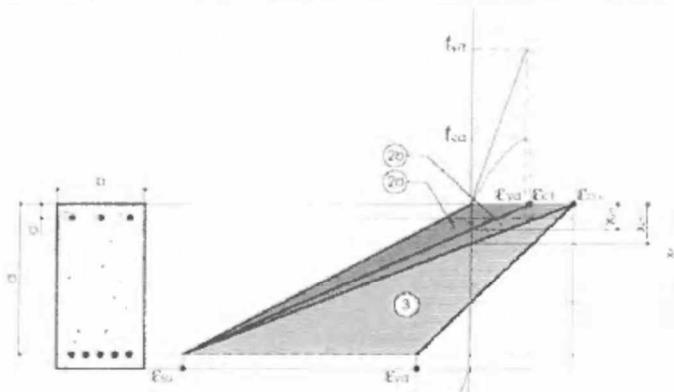


Figura 3.2 – Stralcio della nota del Progettista (estratto da pag. 8)

4. NOTA DI CALCOLO DELL'IMPRESA

Di seguito si farà riferimento alla nota di calcolo emessa dall'ing. Fumarola per conto dell'Impresa riportata nell'Allegato 2.

Nella nota l'ing. Fumarola premette che farà solo considerazioni sulle verifiche statiche di SLU, non considerando viceversa le combinazioni sismiche. Il calcolo inizia con una analisi dei carichi del solaio, analisi che risulta condivisibile nell'impostazione e nei risultati, e prosegue con un'analisi delle travi nella situazione di progetto.

Per quanto riguarda i materiali, si può verificare che l'armatura ordinaria considerata è del tipo B450, e quindi sicuramente non compatibile con quella effettivamente presente (che comunque dovrà essere oggetto di successive indagini). A parte questa inesattezza, le considerazioni effettuate risultano condivisibili e possono essere riassunte come segue:

1. La verifica a taglio non è soddisfatta;
2. Nell'ipotesi dell'utilizzo di un'analisi elastica lineare per la valutazione delle sollecitazioni, la verifica a momento negativo non è soddisfatta. Va evidenziato che, nella valutazione della resistenza, sono state considerate le sole armature presenti nella trave; ciò è in linea con le considerazioni effettuate dallo scrivente al punto precedente circa l'efficacia della piastra metallica di rinforzo ad intradosso nelle zone in prossimità delle colonne;
3. La verifica a momento positivo è soddisfatta grazie al rinforzo previsto in progetto (i dubbi espressi circa il collegamento fra rinforzo e la trave sono corretti da un punto di vista di principio in quanto manca la relativa verifica, ma non destano preoccupazione da un punto di vista sostanziale);
4. Nell'ipotesi in cui si proceda con un'analisi elastica lineare con redistribuzione, la verifica a momento negativo è soddisfatta grazie al grande incremento di resistenza nelle zone a momento positivo offerto dalla piastra di rinforzo ad intradosso.

Per quanto riguarda i pilastri l'ing. Fumarola espone perplessità a riguardo del sistema di rinforzo adottato; sul punto si concorda con l'ing. Fumarola, come meglio specificato nel successivo paragrafo.

5. CONSIDERAZIONI GENERALI SUL METODOLOGIA DI RINFORZO

L'analisi del progetto permette di individuare le seguenti metodologie di rinforzo:

1. Travi non di bordo: introduzione di una piastra di rinforzo ad intradosso (**Figura 3.2**);
2. Travi di bordo: introduzione di due angolari sul bordo libero e loro collegamento con calastrelli (**Figura 5.1**)

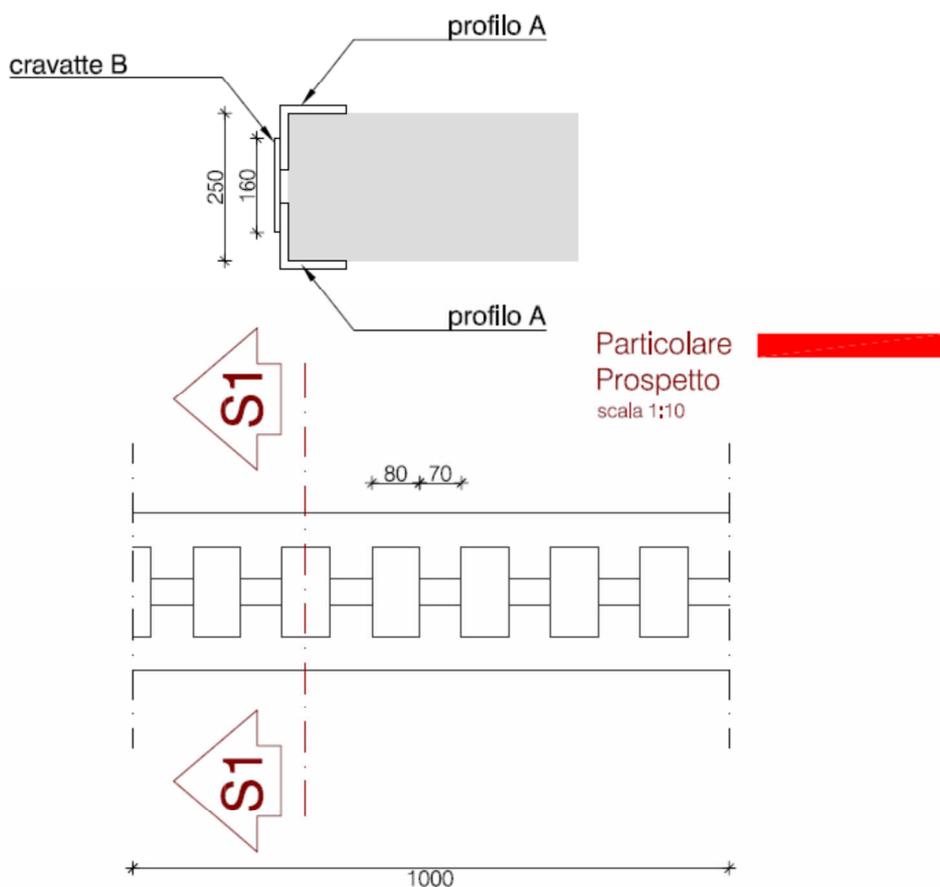


Figura 5.1 – *Intervento su travi di bordo*

3. Intervento sui pilastri: introduzione di 4 angolari sui bordi liberi e loro collegamento con calastrelli (**Figura 5.2**)

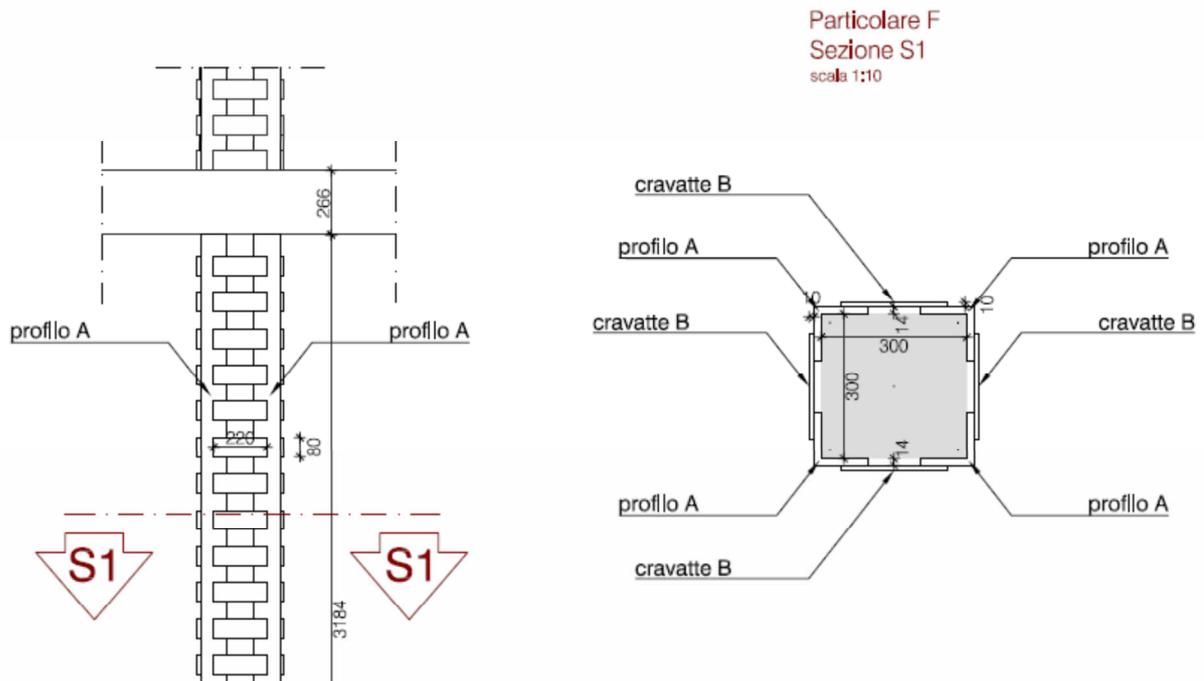


Figura 5.2 – *Intervento su pilastri*

Le considerazioni generali che possono essere fatte sono le seguenti:

1. L'intervento sulle travi non di bordo (sul quale si sono concentrate le note di Progettista ed Impresa) modifica la sola resistenza a flessione per momento positivo, mentre non modifica la resistenza a taglio dell'elemento e la resistenza a flessione per momento negativo (per le sole azioni statiche su cui si può contare su una redistribuzione delle sollecitazioni si può pensare che abbia una qualche influenza così come messo in evidenza dalla nota dell'Impresa, aspetto sul quale comunque il Progettista non è mai entrato nel merito);
2. L'intervento sulle travi di bordo ne può modificare la resistenza a taglio e a flessione in quanto risulta continuo sul nodo (in effetti questa continuità è rappresentata unicamente in un render e non nei disegni esecutivi). In ogni caso, vista la asimmetria dell'intervento (che investe solo la parte esterna della trave di bordo), la sua efficacia va puntualmente dimostrata;
3. L'intervento sui pilastri è a tutti gli effetti un semplice confinamento del pilastro stesso: non essendo gli angolari continui nel nodo la resistenza delle sezioni terminali non è di fatto modificata.

L'analisi dei Tabulati delle verifiche strutturali effettuato con lo scopo di controllare come la verifica potesse dare esito positivo ha messo in evidenza che per la maggior parte degli elementi strutturali (travi e pilastri) mancano, ovvero sembrerebbero essere state eliminate, le verifiche in corrispondenza delle sezioni di estremità, ovvero quelle più sollecitate (vedi **Figura 5.3** e **Figura 5.4**). Non risultano inoltre riportate le verifiche dei nodi.

Travi (CA) - Verifiche pressoflessione retta allo SLU										
Id _{Tr}	%L _{LI} [%]	N _{Ed,s} [N]	M _{Ed,3,s} [Nm]	N _{Ed,i} [N]	M _{Ed,3,i} [Nm]	A _{s,s} [cm ²]	A _{s,i} [cm ²]	CS _s	CS _i	R _f
Piano Secondo						Travata: Trave10-11-12-13-14-15-16-17-18				
Trave 10-11										
	37,5%	-	-	-120.478	41.425	4,52	4,52	-	5,67	SI
	50%	-	-	-74.289	40.183	4,52	4,52	-	5,86	SI
	62,5%	-	-	-74.901	32.148	4,52	4,52	-	7,33	SI
Trave 11-12										
	50%	40.781	8.492	40.781	5.294	4,52	4,52	4,33	44,75	SI
	62,5%	49.474	23.323	49.474	33.419	4,52	4,52	1,61	7,09	SI
Trave 12-13										
	37,5%	-55.247	9.656	-55.247	32.788	4,52	4,52	2,86	7,19	SI
	50%	-	-	8.694	20.900	4,52	4,52	-	11,32	SI
	62,5%	-39.693	18.547	-39.693	34.645	4,52	4,52	1,57	6,81	SI
Trave 13-14										
	25%	-36.721	9.016	-36.721	27.744	4,52	4,52	3,05	5,26	SI
	37,5%	-	-	-23.841	48.612	4,52	4,52	-	3,00	SI
	50%	-	-	-25.707	57.162	4,52	4,52	-	2,55	SI
	62,5%	-	-	-25.707	47.933	4,52	4,52	-	3,05	SI
	75%	-31.231	12.000	-31.231	28.488	4,52	4,52	2,33	5,12	SI
Trave 14-15										
	25%	-23.937	13.025	-23.937	27.855	4,52	4,52	2,20	5,24	SI
	37,5%	-	-	-17.266	43.894	4,52	4,52	-	3,33	SI
	50%	-	-	-17.530	52.699	4,52	4,52	-	2,77	SI
	62,5%	-	-	-16.551	45.500	4,52	4,52	-	3,21	SI
	75%	-20.711	10.638	-20.711	27.977	4,52	4,52	2,73	5,22	SI

LEGENDA:

- Id_{Tr}** Identificativo della trave. L'eventuale lettera tra parentesi distingue i diversi tratti della travata al livello considerato.
- %L_{LI}** Posizione della sezione per la quale vengono forniti i valori di verifica, valutata come % della lunghezza libera d'inflessione (L_{LI}), a partire dall'estremo iniziale.
- R_f** [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.
- N_{Ed,sr}** Sollecitazioni di progetto per armatura superiore.
- M_{Ed,3,s}** Sollecitazioni di progetto per armatura inferiore.
- N_{Ed,i}** Sollecitazioni di progetto per armatura superiore.
- M_{Ed,3,i}** Sollecitazioni di progetto per armatura inferiore.
- A_{s,sr} A_{s,i}** Armatura a flessione superiore e inferiore.
- CS_{supr} CS_{inf}** Coefficiente di sicurezza relativo alle sollecitazioni che tendono le fibre superiori e inferiori ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).

Figura 5.3 – Esempio di elementi con verifiche mancanti nelle sezioni di estremità (estratto dall'elaborato S009_TOMO1_Tabulati di verifica allo STATO LIMITE ULTIMO)

Trave 31-30	0%	-16.193	17.863	-16.193	19.791	4,52	4,52	1,65	7,39	SI
	12,5%	-16.193	12.533	-16.193	16.813	4,52	4,52	2,35	8,69	SI
	25%	-16.193	7.162	-16.193	12.750	4,52	4,52	4,11	11,46	SI
	37,5%	-16.193	2.538	-16.193	7.942	4,52	4,52	11,60	18,40	SI
	50%	-	-	-6.654	2.623	4,52	4,52	-	55,79	SI
	62,5%	-13.949	5.505	-13.949	5.127	4,52	4,52	5,38	28,52	SI
	75%	-13.949	12.713	-13.949	7.351	4,52	4,52	2,33	19,89	SI
	87,5%	-13.949	20.668	-13.949	8.830	4,52	4,52	1,43	16,56	SI
	100%	-13.949	28.283	-13.949	9.523	4,52	4,52	1,05	15,35	SI

Figura 5.4 – Esempio di elementi con verifiche complete (estratto dall'elaborato S009_TOMO1_Tabulati di verifica allo STATO LIMITE ULTIMO)

6. CONCLUSIONI

La presente relazione riporta le considerazioni che possono essere effettuate sul progetto dei “Lavori per l’adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in frazione Cretaz del comune di Valtournenche” a seguito della valutazione puntuale della fondatezza delle problematiche evidenziate dall’Impresa appaltatrice e dello studio degli interventi di rinforzo definiti in progetto.

Per quanto riguarda le riserve si concorda con l’impresa sulla necessità di indagini sugli acciai, sulla discrepanza fra diametri delle staffe rilevati e quelli utilizzati nella relazione di calcolo, sulla necessità di verificare l’effettivo collegamento fra vano scala e corpo principale e sulla difficoltà di realizzazione del collegamento fra il rinforzo delle colonne e il plinto di fondazione.

L’analisi degli interventi di rinforzo previsti in progetto ha invece evidenziato che gli interventi proposti di fatto modificano solo marginalmente la risposta dell’edificio in quanto non vengono modificate la resistenza a taglio delle travi non di bordo e la resistenza a flessione delle travi non di bordo in corrispondenza dei nodi e la resistenza a flessione dei pilastri; l’incremento della resistenza a taglio dei pilastri e a flessione delle travi di bordo andrebbe invece dimostrata in modo puntuale, dimostrazione non presente nel progetto.

Si è infine verificato che nei tabulati di calcolo risultano mancanti le verifiche della maggior parte delle sezioni di estremità degli elementi strutturali, nonché le verifiche dei nodi.

Sulla base delle considerazioni sviluppate si raccomanda una rivisitazione completa del progetto dell’intervento di miglioramento sismico dell’edificio in oggetto.

ALLEGATO 1

NOTA DEL PROGETTISTA DEL NOVEMBRE 2017

Facendo riferimento alla comunicazione formulata dall'impresa Bertini Srl in data 25.09.2017 si trasmette, come richiesto dall'Amministrazione Comunale di Valtournenche, una risposta alle problematiche sollevate:

Esplicitazione in data 16.10.2017 sottoposta alla firma dell'ing. Giuseppe Zinghin i in data

Riserva n.1

Problematiche strutturali (di tipo statico e sismico)

Le prove effettuate sulla struttura, facendo riferimento alle indagini strutturali svolte dalla soc. macroDIAGNOSTICS srl a firma dell'ing. Sandro Pariset, hanno evidenziato quanto di seguito:

1. L'organizzazione strutturale generale è conforme al progetto;
2. Le caratteristiche del calcestruzzo sono uniformi e buone (resistenza a compressione 33/34.2 N/mm²)

Lo scrivente, nel corso della progettazione definitiva/esecutiva, ha fatto eseguire inoltre alcune prove sui solai esistenti che hanno evidenziato una buona risposta statica sotto carico degli orizzontamenti.

Il Livello di Conoscenza adottato nel calcolo è LC1, che definisce un fattore di confidenza pari a 1,35: ovvero le resistenze sono state sottostimate di un coefficiente pari al 35%. Inoltre il calcolo strutturale tiene conto di una resistenza a compressione $R_{ck}=30$ N/mm², inferiore a quella stimata dalle prove effettuate pari a 33/34.2 N/mm². A tutti gli effetti lo scrivente valuta conseguentemente quanto di seguito:

- La presenza di armature diverse dalla tipologia di acciaio "FeB44K" e da una diversa loro geometria, rispetto a quella considerata nei calcoli, sarebbe compensata da una variazione del fattore di confidenza dovuta all'esecuzione di maggiori indagini conoscitive (LC2/LC3);
- La trave di bordo (si presuppone quella della copertura lato ingresso) è stata modellata facendo riferimento ad una trave CFC: essa consente di rappresentare, nel disegno, qualsiasi elemento fuori calcolo e/o di ottenere la corretta modellazione di alcune strutture particolari. La trave cfc è un elemento che, pur presentando delle analogie, per quanto riguarda le modalità di disegno, con l'oggetto trave, si differenzia notevolmente da quest'ultimo essa, infatti, NON è un elemento strutturale e, quindi, NON è oggetto di calcolo e non viene armato automaticamente dal programma. L'armatura di una Travetta cfc, pertanto, non deve essere specificata dal tecnico.
- Le indagini preliminari hanno evidenziato la presenza di fenomeni fessurativi di sfondellamento ai quali si è posto rimedio con la posa di reti anti-sfondellamento: eventuali aggravii dovuti alle demolizioni da eseguire dovranno essere valutati durante la realizzazione delle opere.
- La mancata connessione rigida del vano ascensore con il fabbricato potrà essere accertata solo durante le lavorazioni: di certo non esiste un giunto sismico. A parere dello scrivente queste incertezze rientrano all'interno dell'ipotesi LC1, quindi sono state compensate dalla conseguente riduzione delle resistenze in fase di verifica.
- L'inserimento dei connettori per ancorare le piastre al plinto potrà essere effettuato forando i plinti a partire dall'estradosso del primo solaio.

- La presenza di passaggi impiantistici non poteva essere valutata in fase di progettazione poiché non esistono i corrispondenti elaborati progettuali.
- In merito ad un'eventuale indagine penetrometrica lo scrivente valuta, coerentemente a quanto dichiarato dal geologo che si è occupato delle prove MASW, che la presenza di depositi caotici glaciali, uniti a probabili trovanti rocciosi, produrrebbe risultati fasulli poiché la punta andrebbe "a rifiuto" non a causa del raggiungimento di un terreno adeguatamente consolidato ma, al contrario, per il raggiungimento casuale di una roccia. Per tale ragione, a parere dello scrivente, ai fini del calcolo di verifica di eventuali cedimenti differenziali, non risulta interessante l'esecuzione di un'indagine penetrometrica.

Problematiche percorsi impiantistici

Come evidenziato in precedenza, durante la progettazione, non è stato possibile effettuare indagini allo scopo di verificare la presenza di cavidotti e di passaggi delle linee impiantistiche poiché non esistono i corrispondenti elaborati progettuali. Se ulteriori indagini ed approfondimenti segnalassero motivi ostativi alla fattibilità dell'opera e, comunque, alla relativa esecuzione in condizioni di sicurezza, non si esclude la possibilità di individuare soluzioni progettuali alternative.

Riserva n.2

Il de-puntellamento dei ponteggi esistenti è valutato economicamente in "economia". Lo scrivente si rende disponibile alla produzione di un progetto di depuntellamento.

Riserva n.3

Il sottoscritto si rende disponibile alla produzione di una documentazione di variazione dei prezzi, da concordare con la DL, per una corretta valutazione economica delle opere segnalate.

Région Autonome Vallée d'Aoste
Regione Autonoma Valle d'Aosta

Comune di Valtournenche

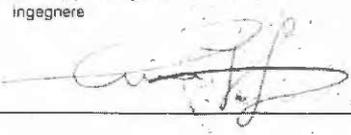


Lavori per l'adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in frazione Cretaz del comune di Valtournenche

Progetto definitivo/esecutivo

RE VER

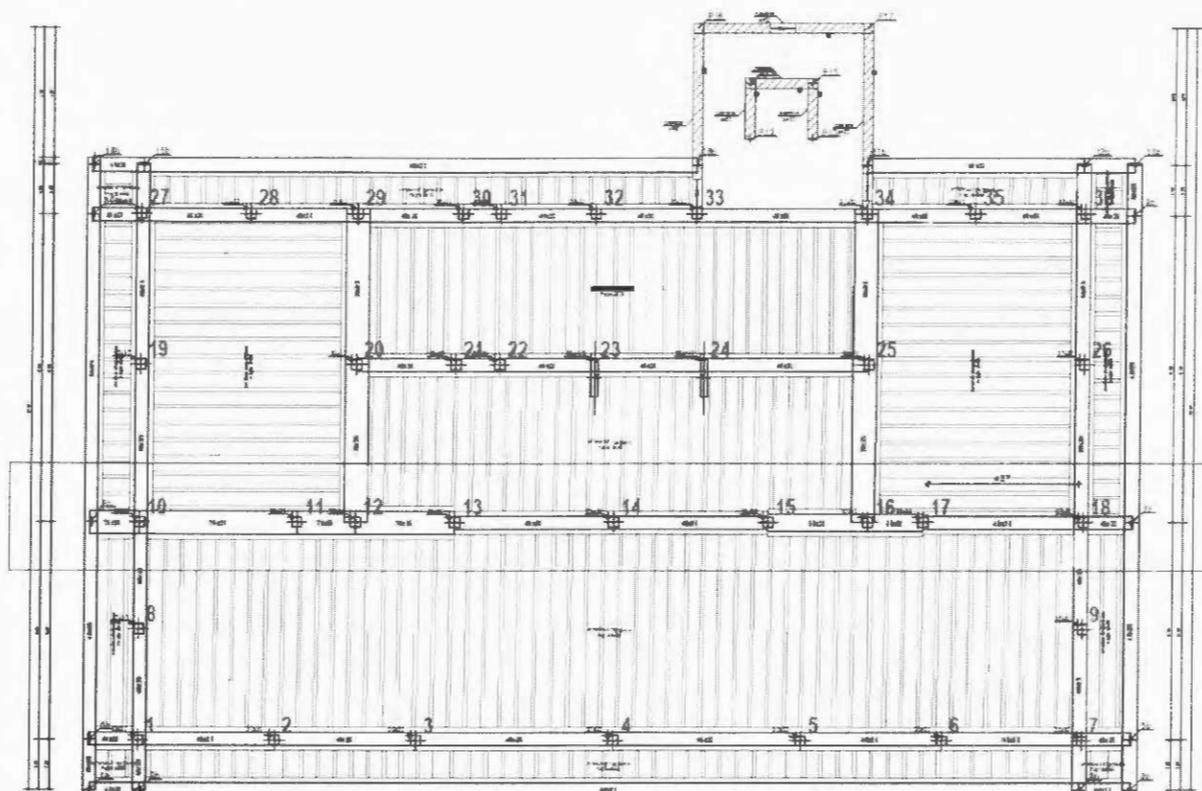
Verifica puntuale degli elementi strutturali

Novembre 2017 Aggiornamento data	Codice Progetto - vit2 - Variante n. data Visto Qualità data
Tecnico incaricato giuseppe zinghini ingegnere 	Committente Amministrazione Comunale di Valtournenche

Adeguamento strutturale Scuole Valtournenche

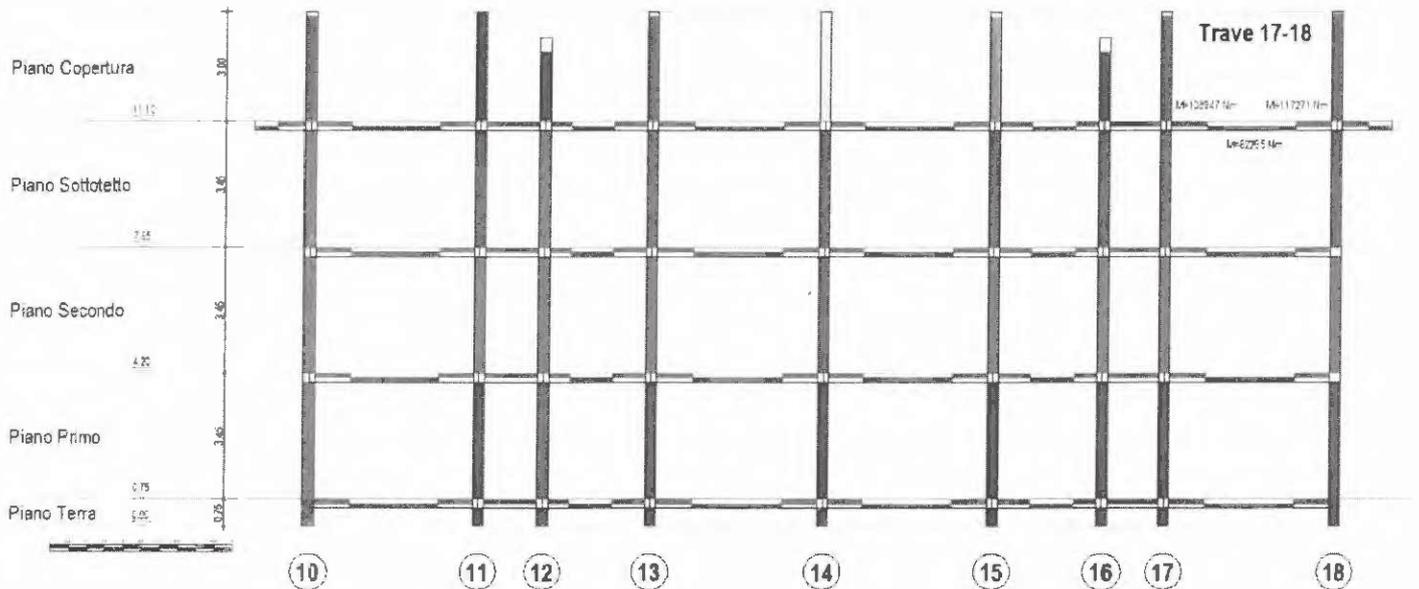
Relazione riferita alla verifica della trave maggiormente sollecitata.

Di seguito si riporta la carpenteria del livello sottotetto:

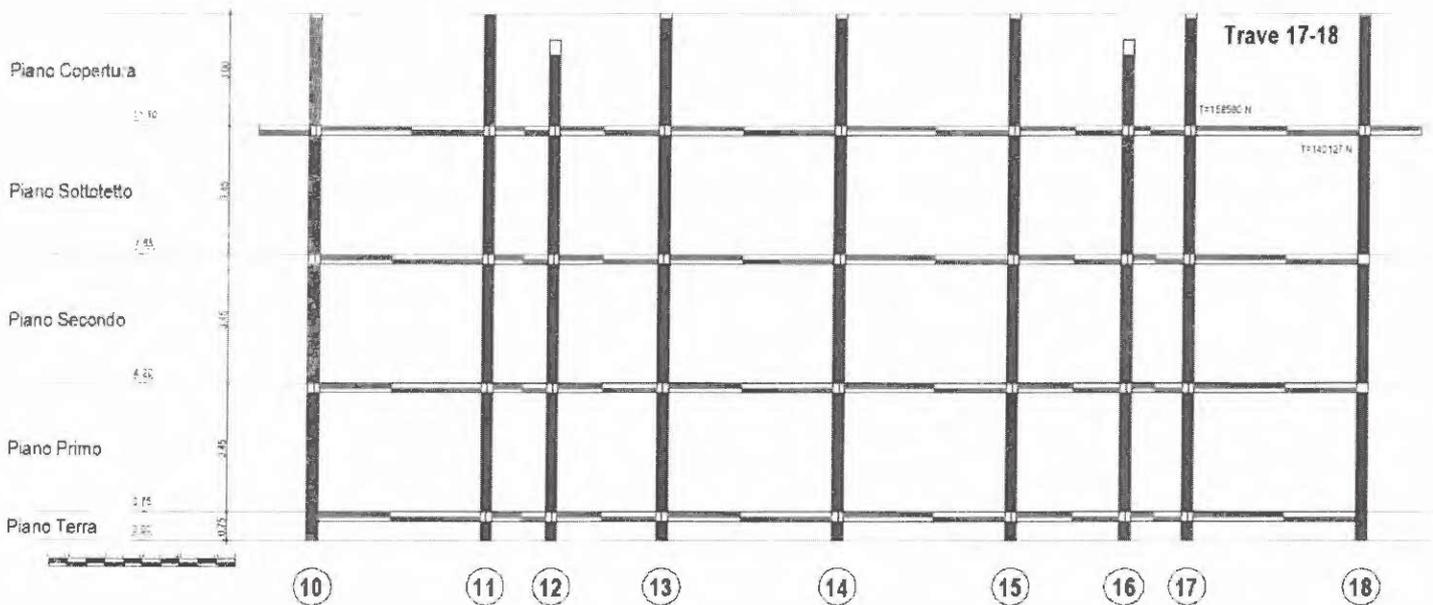


La trave che presenta le sollecitazioni maggiori è la 17-18, di seguito si riportano le sollecitazioni di momento flettente e taglio massimo combinate allo SLU per il suddetto elemento strutturale:

Telaio 10-11-12-13-14-15-16-17-18
 SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

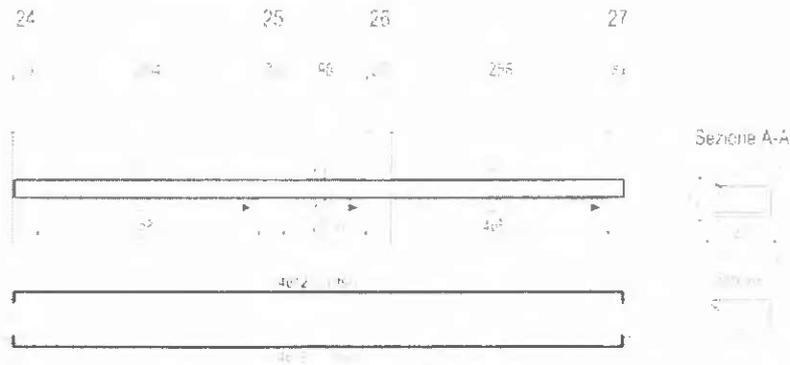


Telaio 10-11-12-13-14-15-16-17-18
 SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



La trave esistente in esame presenta un'armatura, così come specificato negli elaborati progettuali, equivalente a 4+4 diam. 12 correnti inf. e sup. e staffe diam. 8/20 cm, come nello schema esposto di seguito:

TRAVE 24-25-26-27 (esistente)

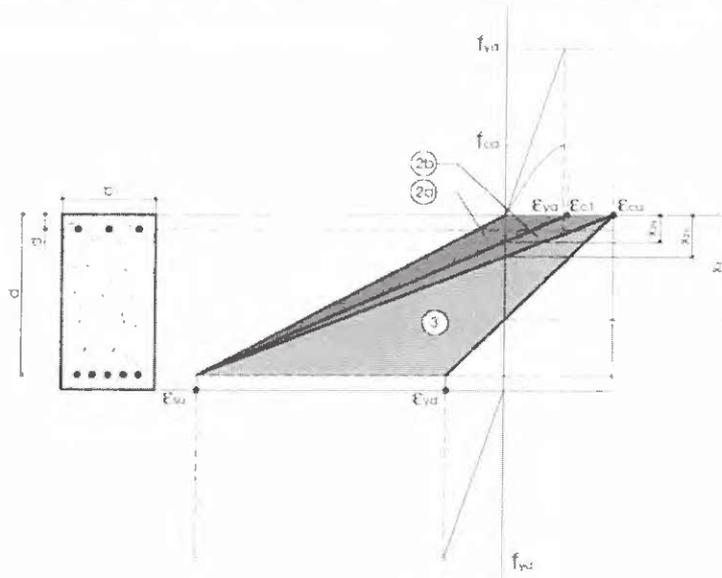


La sezione della trave 17-18, appartenente al solaio sottotetto è pari a 40 x 23 cm, come specificato nella progettazione strutturale il cls presenta una resistenza caratteristica $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e per l'acciaio d'armatura classe FeB44K.

Verifica della trave 17-18 allo stato di fatto: verifica a flessione

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA		
SEZIONE TRASVERSALE		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	230 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	400 [mm]
Copriferro	d	20 [mm]
Altezza utile della sezione	d	210 [mm]
ARMATURA TESA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12 [mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	452 [mm ²]
ARMATURA COMPRESSA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12 [mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0 [-]
Area dell'armatura compressa	A_s	452 [mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE		
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	α_s	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ_3	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2a	$\alpha_{s,a}$	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2b	$\alpha_{s,b}$	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 3	$\alpha_{s,1}$	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	α_{2a}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	α_{2b}	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	α_3	[-]
	α_3	[-]

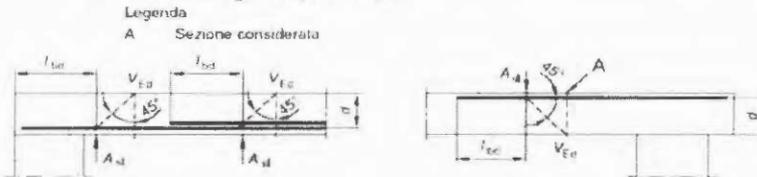
Armatura simmetrica		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	[-]
Posizione dell'asse neutro	X	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c, max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s, max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	β	[-]
Coefficiente di baricentro	α	[-]
Coefficiente $\alpha_s = \sigma_s / f_{ys}$	α_s	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s	[-]
Momento resistente della sezione	M_{rd}	33,63 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	118,0 [kNm]



Verifica della trave 17-18 allo stato di fatto: verifica a taglio

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	159	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		SI	[-]
Coefficiente C_{Rd2}	C_{Rd2}	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.98	[-]
		1.98	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bc} + d$	ρ	0.005386	[-]
		0.005386	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{ct} nella espressione (6.2)



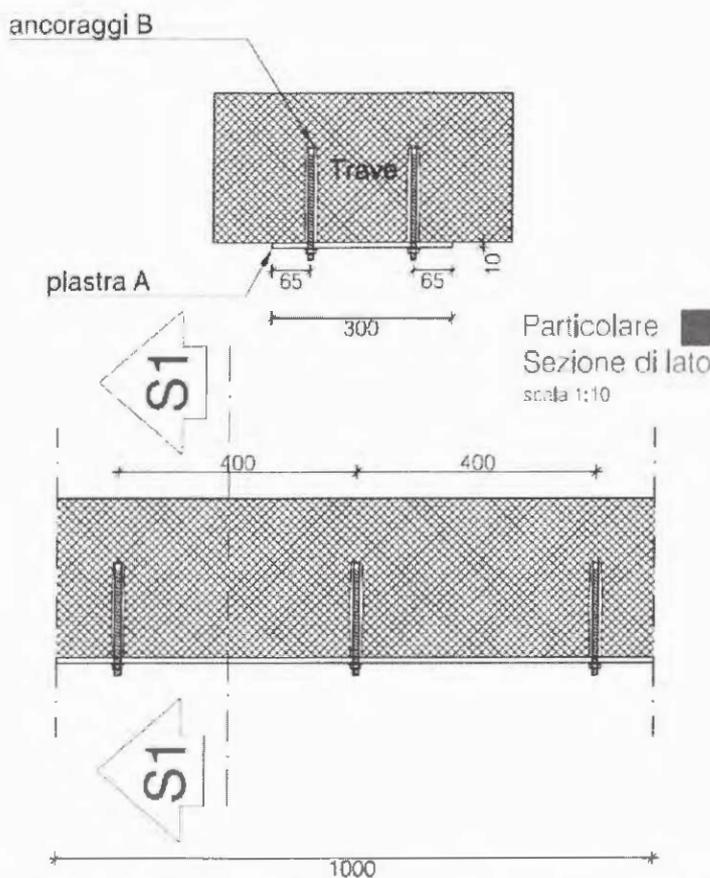
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd1}	50.35	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	V_{Rd1min}	44.73	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd1}	50.35	[kN]
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{st}	8	[mm]
Numero di braccia	n_s	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sa}	101	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	188	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rd2}	37.17	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{ctd}	8.50	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rd3}	321.30	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sa,max}$	1042.67	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	37.17	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}		[kN]

La sezione esistente NON risulta verificata né alle sollecitazioni di momento flettente, né a quelle di taglio.

Descrizione dell'intervento strutturale di rinforzo delle travi in spessore

Per le travi in spessore non di bordo il rinforzo avverrà all'intradosso (dopo aver asportato l'intonaco superficiale) tramite posa di piatti saldati tra loro in acciaio S355 larghi 300 mm, spessore 10 mm e elementi connettori come nella figura in basso:

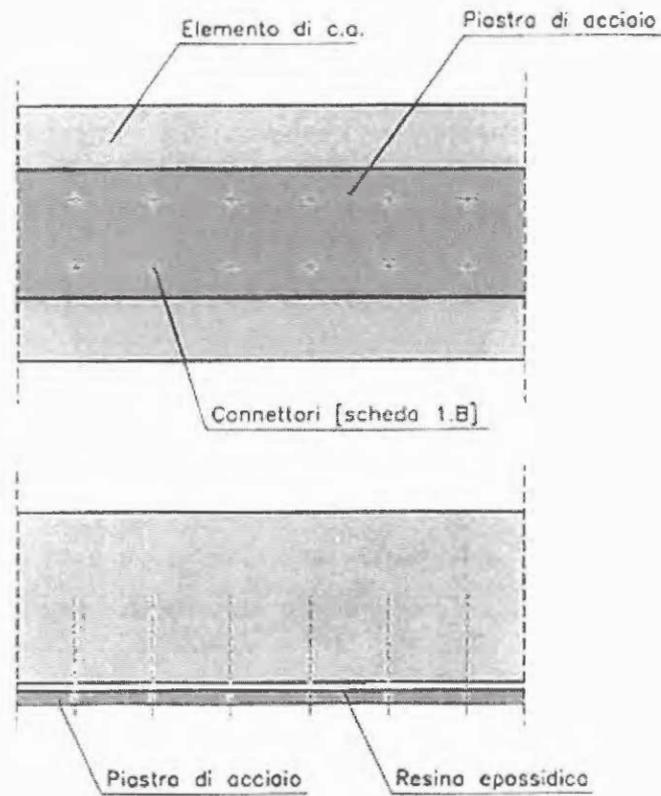
Particolare
Sezione S1
scala 1:10



Tutte le travi in spessore non di bordo verranno rinforzate applicando un placcaggio tramite una piastra in acciaio classe S355, ancorata al cls tramite bullonatura come nello schema soprastante. (2 bulloni diam. 20 mm classe 8.8 ogni 30 cm circa)

L'intervento, come specificato nella relazione illustrativa allegata alla progettazione strutturale, è descritto nel seguente grafico:

Giuseppe Zinghini ingegnere loc. Ezambarlet, 4 Gressan (AO)
Adeguamento strutturale antisismico e la messa a norma antincendio della scuola media in fraz. Cretaz del comune di
Valcourmenche. Verifica puntuale degli elementi strutturali



FASI ESECUTIVE:

1. Demolizione del calcestruzzo danneggiato o degradato.
2. Iniezione delle eventuali lesioni presenti.
3. Ricostruzione delle parti demolite con malte o betoncino a ritiro compensato.
4. Pulitura del supporto mediante sabbiatura e depolverizzazione.
5. Regolarizzazione del supporto mediante l'applicazione di stucco epossidico.
6. Sabbiatura della lamiera.
7. Spalmatura della pasta epossidica sulle superfici da unire (BETON-PLAQUE per incollaggio diretto).
8. Fissaggio della lamiera perforata al supporto nella posizione prestabilita.
9. Perforazione del supporto in corrispondenza dei fori della lamiera ad avvenuto incollaggio.
10. Collocazione dei connettori.
11. Protezione delle lamiere tramite uso di prodotti anticorrosivi.

PRECAUZIONI:

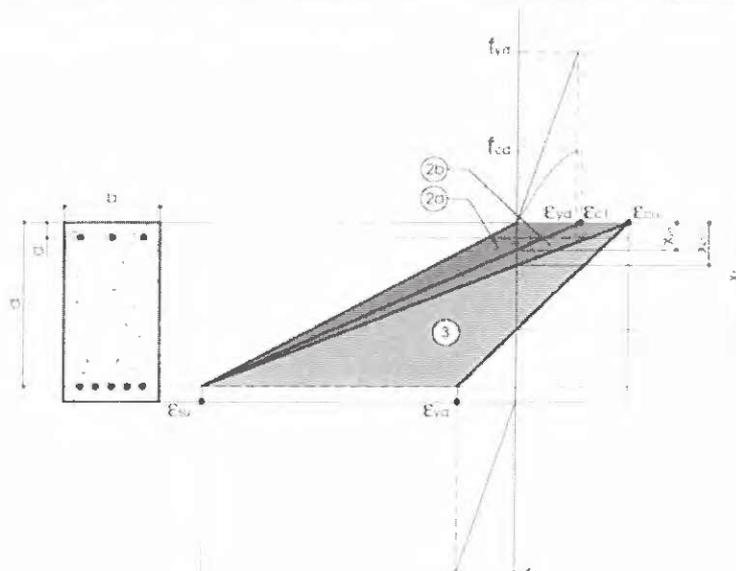
- Il supporto deve essere pulito e regolarizzato prima dell'applicazione.
- Lo spessore della resina deve essere ridotto ($\leq 2-3$ mm).
- La modalità di posa in opera dei prodotti deve essere conforme a quanto riportato nelle schede tecniche.

Verifica della trave 17-18 allo stato di progetto: verifica a flessione (momento negativo max 118 kNm)

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	230	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	400	[mm]
Copriferro	d	20	[mm]
Altezza utile della sezione	d	210	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	452	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	10.99	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A _{s'}	3453	[mm ²]

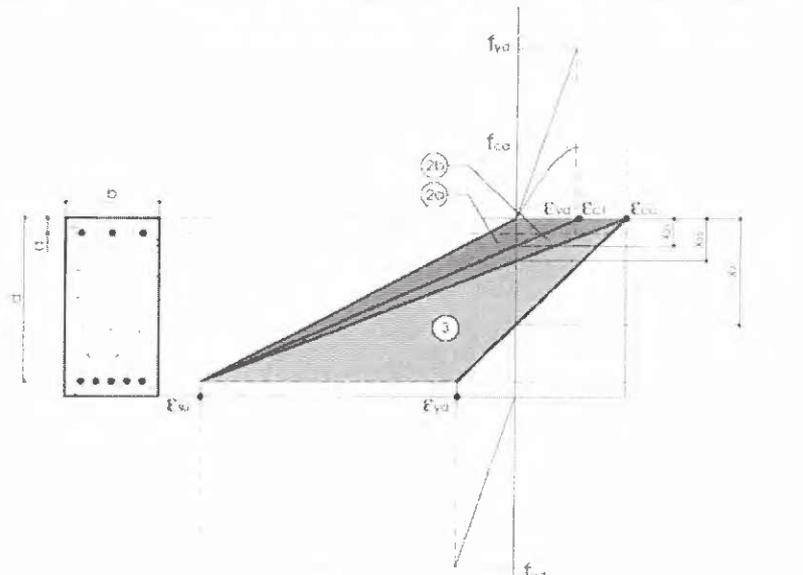
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0.1240	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0.0952	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	7.6319	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0.1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0.2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ_3	0.2160	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0.6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0.8095	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2a	$\alpha_{s(2a)}$	0.4381	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2b	$\alpha_{s(2b)}$	1.0000	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 3	$\alpha_{s(3)}$	1.0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	-0.0474	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	-0.0316	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	-0.0782	[-]
	ω'_3	-0.0251	[-]

CAMPO 4			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.1701	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	35.72	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0.0035	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0.0171	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0.8000	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	0.4000	[-]
Coefficiente $\alpha_s = \sigma_s / f_{y,d}$	α_s	1.0000	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	391.30	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s	0.0015	[-]
Momento resistente della sezione	M _{Rd}		[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M _{Ed}	118.0	[kNm]



Verifica della trave 17-18 allo stato di progetto: verifica a flessione (momento positivo max 63 kNm)

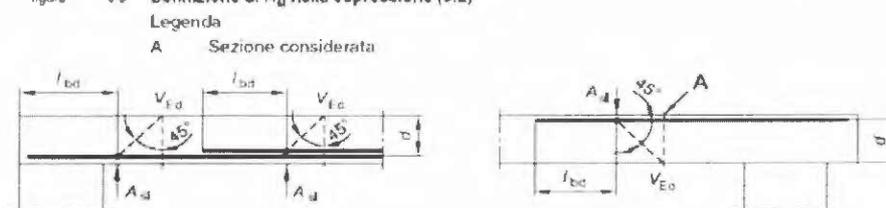
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	230	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	400	[mm]
Copriferro	d'	20	[mm]
Altezza utile della sezione	d	210	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	f_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	10,99	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	f_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	3453	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	f_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	f_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A_s	452	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	α_s	0,9461	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0,0952	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0,1310	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0,2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ_3	0,2160	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0,8095	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2a	α_{s2a}	0,4381	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 2b	α_{s2b}	1,0000	[-]
Coefficiente α_s per il Campo 3	α_{s3}	1,0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	α_{s2a}	0,1179	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	α_{s2b}	0,2415	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	α_{s3}	0,5968	[-]
	α_s	0,1917	[-]
CAMPO 4			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0,7098	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	149,07	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0,0035	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0,0014	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0,8000	[-]
Coefficiente di bancentro	κ	0,4000	[-]
Coefficiente $\alpha_s = \sigma_s / f_{yk}$	α_s	1,0000	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ_s	391,30	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ_s	0,0030	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}		[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	63,0	[kNm]



Verifica della trave 17-18 allo stato di progetto: verifica a taglio

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE		
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	159 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no [-]
Coefficiente C_{Rd2}	C_{Rd2}	0,12 [-]
Coefficiente k	k	1,98 [-]
		1,98 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bc} + d$	ρ_1	0,005386 [-]
		0 [-]

figura 63 Definizione di A_d nella espressione (6.2)



La resistenza al taglio viene affidata alla sezione della piastra applicata all'intradosso che è continua, nei prossimi calcoli è stata inserita un'area trasversale resistente pari a 3000 mmq, (non si tiene conto delle staffe esistenti (il passo è stato comunque stabilito in 20 cm seppur la piastra sia continua)

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Diametro delle staffe	d_{sp}	20 [mm]
Numero di braccia	n_s	9,55 [-]
Passo delle staffe	s	20 [mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45 [°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90 [°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sv}	3000 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	189 [mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00 [-]
		1,00 [-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00 [-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00 [-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rtd}	11094,30 [kN]
Resistenza a compressione noia del calcestruzzo d'anima	f_{cc}	8,50 [MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	321,30 [kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sv,max}$	104,27 [mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	[kN]

Generalmente si adotta $\theta = 45^\circ$
 Generalmente si adotta $\alpha = 90^\circ$

$$A_{sv} = n_s (z \cdot d_{sp}^2) / 4 \ll A_{sv,max}$$

$$z = 0,9d$$

$$V_{Rtd} = (A_{sv} / s) z f_{td} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = z b f'_{cc} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rtd} ; V_{Rcd})$$

Verifica locale dei collegamenti tra piastra e trave c.a.

I collegamenti tra la piastra e la trave in c.a. saranno realizzati da 2 barre diam 20 mm poste ad interassi di circa 30 cm, realizzate con acciaio ad alta resistenza classe 8.8.

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio classe 8.8, sono evidenziate di seguito:

Classe vite	Tensione ammissibile				
	f_t N/mm ²	f_c N/mm ²	$f_{c,N}$ N/mm ²	$\sigma_{b,adm}$ N/mm ²	$\tau_{s,adm}$ N/mm ²
4.6	400	240	240	160	113
5.6	500	300	300	200	141
6.6	500	360	360	240	170
8.8	800	640	560	373	264
10.9	1000	900	700	467	330

$f_{c,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{c,N} = 0.7 f_c$, $f_{c,N} = f_y$, essendo f_t ed f_y le tensioni di rottura e di snervamento secondo UNI 3740
 $\sigma_{b,adm}$, $\tau_{s,adm}$ tensioni ammissibili a trazione ed a taglio

[CNR-UNI 10011]

Poniamo ora che il taglio massimo (scorrimento per i bulloni) nella sezione presso l'appoggio 17 pari a $T=15858$ daN, venga assorbito solamente dal primo ordine di collegamenti composto da 2 bulloni M20:

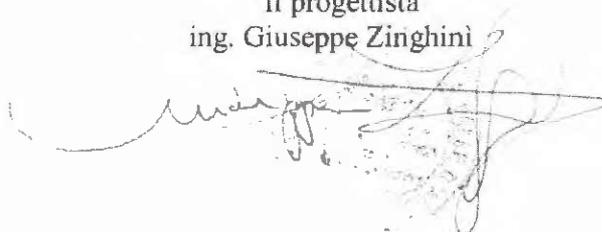
Area bulloni = $3,14 \text{ cm}^2 \times 2 = 6,28 \text{ cm}^2$
 $\tau_{adm} = 264 \text{ N/mm}^2 = 26,4 \text{ daN/mm}^2 = 2640 \text{ daN/cm}^2$

$\tau_{agente} = T/\text{Area bulloni} = 15858 \text{ daN}/6,28 \text{ cm}^2 = 2525 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{adm} = 2640 \text{ daN/cm}^2$
 si noti che il calcolo risulta di molto a favore di sicurezza poiché:

- 1) si è stabilito che i bulloni resistenti siano solo quelli che compongono il primo ordine, non affidando alcuna sollecitazione agli ordini successivi;
- 2) Il taglio agente è calcolato agli SLU, quindi con insito un moltiplicatore, la resistenza di confronto è al contrario dettata dalla vecchia teoria delle TA, quindi ad essa è stato applicato un divisore (FS=1,5). In pratica è stato applicato un fattore doppio di sicurezza.

Aosta, il 28/11/2017

Il progettista
 ing. Giuseppe Zinghini



ALLEGATO 2

NOTA DELL'IMPRESA DEL 7/12/2017



Considerazioni generali strutturali di tipo statico su fabbricato da adibire a scuola in Valtournenche

In merito alle valutazioni complessive strutturali relative al fabbricato in oggetto prima di avviare un'analisi sismica che di fatto porta ad avere elevate sollecitazioni soprattutto alla base dei pilastri, occorre mettere in evidenza una serie di problematiche per le verifiche in combinazione di carico caratteristiche e allo SLU solo per i carichi statici e non dinamici che di fatto fanno propendere per un diverso approccio alle problematiche.

Considerando un peso proprio + carico permanente a mq del solaio misto cls-laterizio pari a:

$p = 0.05m \times 25kN/mc$ (peso soletta di 5cm) + $0.10m \times 0.20m \times 25kN/mc \times 2$ (peso travetti 20x10cm) + $1.00 kN/mq$ (peso pignatte) + $0.10m \times 20kN/mc$ (peso intonaco, massetto, pavimentazione, controsoffitto) + $0.80 kN/mq$ (peso stimato murature divisorie) = $6.05 kN/mq = 605 kgf/mq$

considerando il carico accidentale previsto dalle NTC di $300 kg/mq$, il massimo carico agente sul singolo travetto più caricato di 6.20m di lunghezza risulta pari a:

$$p = (6.05 + 3.00)/2 = 4.5 kN/m$$

Di seguito si riportano alcune criticità riscontrate:

CRITICITÀ:

1) Travi

Facendo un'analisi statica della trave di spina considerata come trave continua su 8 campate per la quale si riporta un armatura di $4 \Phi 12$ in zona tesa e compressa si ottengono i seguenti risultati.

- Verifica a momento negativo trave – non soddisfatta
- Verifica a taglio – non soddisfatta
- Verifica a momento positivo soddisfatta (nell'ipotesi di una redistribuzione delle sollecitazioni con cerniera plastica all'appoggio il coefficiente di sicurezza è pari a circa 1, in tal caso si potrebbe non tenere conto del problema a momento negativo)
- Il rinforzo delle travi previsto con piastre metalliche all'intradosso presuppone la realizzazione degli ancoraggi con barre filettate M20 e quindi che ci sia la possibilità di utilizzare trapano con punta da 24mm con uno spazio adeguato al di sotto della trave e non soli 20cm come previsto. Mancherebbe la verifica degli ancoraggi delle piastre a taglio per garantire la trasmissione degli sforzi tipica del funzionamento del cls armato.
- Gli elementi di rinforzo sulle travi di bordo sono realizzati a mezzo di piatti saldati testa - testa senza nessuna prescrizione in merito che garantisca l'efficacia del sistema, inoltre non è riportato il fissaggio

Ing. Francesco Fumarola - Corso Rosselli 123/3 – 10129 Torino –C.F.: FMR FNC74D23E986P – P. Iva 08143410010
Sede operativa: Corso Rosselli 123/3 – 10129 - Torino
Tel-Fax.011/3193378 – mob. 333/3499188 - Ordine degli ingegneri di Torino n. 8446 W
e-mail:studio.fumarola@gmail.com - posta certificata: francesco.fumarola@ingpec.eu



degli elementi metallici alla trave che mette in dubbio il funzionamento del sistema dovendo affidarsi solo all'attrito superficiale per il trasferimento delle tensioni.

VERIFICHE A FLESSIONE TRAVE DI SPINA scuola Valtourneche

Trave di spina – trave continua

Peso proprio + permanenti 6.05 kN/mq

Accidentale 3.0 kN/mq

Massimo momento negativo SLU M=-160 kNm

Massimo momento positivo SLU = 70 kNm

VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI - TRAVE - momento negativo													
Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0.204											
Altezza totale della sezione	h =	25.00 [cm]											
Copriferro armatura tesa	c =	3.50 [cm]											
Altezza utile (h-c)	d =	21.50 [cm]											
Profondità dell'asse neutro	x =	4.39 [cm]											
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0.163											
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0.00256											
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0.01000											
Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\lambda =$	0.01205											
Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\mu =$	-0.00058 [1/cm]											
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	0.00 [kN]											
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	34.12 [kNm]											
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	12.50 [cm]											
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	0.00 [kN]											
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	34.12 [kNm]											
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	0.00 [kN]											
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	160.00 [kNm]											
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0.00 [kN]											
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =	0.21											
CALCESTRUZZO													
			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ϵ inf	ϵ sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	25.00	11.75	40.00	25.00	40.00	0.00	25.00	0.01205	-0.00256	0.00	-9.99	-129.77	30.20
totali				25.00		0.00	25.00					-129.77	30.20
ACCIAIO													
			Armatura lenta										
Armature	Es	fyd			area	livello			ϵ acc	σ acc		Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[cm ²]	[cm]				[N/mm ²]		[kN]	[kNm]
1	200000	391.00			4.52	3.50			0.01000	391.00		176.73	-6.19
2	200000	391.00			4.52	21.50			-0.00052	-103.91		-46.97	10.10
totali						3.50						129.77	3.91

Ing. Francesco Fumarola - Corso Rosselli 123/3 – 10129 Torino – C.F.: FMR FNC74D23E986P – P. Iva 08143410010
 Sede operativa: Corso Rosselli 123/3 – 10129 - Torino
 Tel-Fax.011/3193378 – mob. 333/3499188 - Ordine degli ingegneri di Torino n. 8446 W
 e-mail:studio.fumarola@gmail.com - posta certificata: francesco.fumarola@ingpec.eu

VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI - TRAVE - momento positivo con piastra - ipotesi trave continua

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0.754	
Altezza totale della sezione	$h =$	25.00 [cm]	RISOLVI
Coprifero armatura tesa	$c =$	0.02 [cm]	
Altezza utile (h-c)	$d =$	24.98 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	$x =$	18.85 [cm]	
Rapporto tra coprifero armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0.001	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0.00350	
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0.00114	in $y =$ 0.02 [cm]
Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\lambda =$	0.00114	
Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\mu =$	-0.00019 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - $y=0$)	$N_{rd}(y=0) =$	0.00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - $y=0$)	$M_{rd}(y=0) =$	142.44 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$y_{soll} =$	12.50 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a $y=y_{soll}$)	$N_{rd}(y=y_{soll}) =$	0.00 [kN]	
Momento interno (rispetto a $y=y_{soll}$)	$M_{rd}(y=y_{soll}) =$	142.44 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a $y=y_{soll}$)	$N_{sd}(y=y_{soll}) =$	0.00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a $y=y_{soll}$)	$M_{sd}(y=y_{soll}) =$	70.00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a $y=y_{soll}$)	$N_{sd}(y=y_{soll}) - N_{rd}(y=y_{soll}) =$	0.00 [kN]	
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	$M_{rd}(y=y_{soll})/M_{sd}(y=y_{soll}) =$	2.03	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	c inf	c sup	σ inf	σ sup	$N_{rd}(y=0)$	$M_{rd}(y=0)$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	25.00	11.75	40.00	25.00	40.00	0.00	25.00	0.00114	-0.00350	0.00	-9.99	-609.53	104.60
totali				25.00		0.00	25.00					-609.53	104.60

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	f _{yd}	area	livello	c acc	σ acc	$N_{rd}(y=0)$	$M_{rd}(y=0)$					
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm ²]	[cm]		[N/mm ²]	[kN]	[kNm]					
1	200000	391.00	34.52	0.02	0.00114	227.77	786.26	-0.16					
2	200000	391.00	4.52	21.50	-0.00285	-391.00	-176.73	38.00					
totali				0.02			609.53	37.84					

Con cerniera plastica sull'appoggio (dal momento che la sezione non è verificata a flessione per momento negativo) si ipotizza che vi sia una redistribuzione del momento ovvero che la sezione d'appoggio lavori al massimo della sua capacità resistente a flessione (circa 31kNm pertanto il massimo momento positivo in campata allo SLU risulterebbe

$$M = (0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m} \times 0.40 \text{ m} \times 1.35 + 6.05 \text{ kPa} \times 5 \text{ m} \times 1.35 + 3.0 \text{ kPa} \times 5 \text{ m} \times 1.5) \times (4.65 \text{ m})^2 / 8 = 181 \text{ kNm} - 31 \text{ kNm (momento resistente massimo della sezione armata con } 4.52 \text{ cm}^2) = 150 \text{ kNm}$$

VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI - TRAVE - momento positivo con piastra - ipotesi cerniera plastica sull'appoggio

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0.765	
Altezza totale della sezione	h =	25.00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c =	0.00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d =	25.00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x =	19.11 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0.000	

RISOLVI	
in y =	25.00 [cm]
in y =	0.00 [cm]

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0.00350	
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0.00108	
Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\lambda =$	0.00108	
Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu y$)	$\mu =$	-0.00018 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	0.00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	146.56 [kNm]	

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	12.50 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	0.00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	146.56 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	0.00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	150.00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) - Nrd(y=ysoll) =	0.00 [kN]	
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	Mrd(y=ysoll) / Msd(y=ysoll) =	0.98	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	c inf	c sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	25.00	11.75	40.00	25.00	40.00	0.00	25.00	0.00108	-0.00350	0.00	0.00	-618.12	105.39
totali				25.00		0.00	25.00					-618.12	105.39

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ϵ acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm ²]	[cm]		[N/mm ²]	[kN]	[kNm]			
1	200000	391.00	34.52	-0.40	0.00115	230.26	794.85	3.18			
2	200000	391.00	4.52	21.50	-0.00286	-391.00	-176.73	38.00			
totali				0.00			618.12	41.18			

2) pilastri

per gli interventi previsti non risulta evidente come si possa garantire la trasmissione degli sforzi tra i pilastri esistenti e il rinforzo metallico a meno che non sia possibile eseguire un serraggio che consenta il trasferimento degli sforzi. Il sistema di rinforzo previsto di fatto non determina un sensibile aumento delle caratteristiche inerziali flessionali, di taglio e torsione dell'intera struttura.

Dott. Ing. Francesco Fumarola



Ing. Francesco Fumarola - Corso Rosselli 123/3 - 10129 Torino - C.F.: FMR FNC74D23E986P - P. Iva 08143410010
 Sede operativa: Corso Rosselli 123/3 - 10129 - Torino
 Tel-Fax. 011/3193378 - mob. 333/3499188 - Ordine degli ingegneri di Torino n. 8446 W
 e-mail: studio.fumarola@gmail.com - posta certificata: francesco.fumarola@ingpec.eu

dott.ing. Augusto Fosson via Aichino11 11027 Saint-Vincent

cellulare 335 7084294

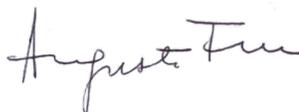
e mail: augustofosson@libero.it augusto.fosson@ingpec.eu

COMUNE DI VALTOURNENCHE

EDIFICIO ADIBITO A SCUOLA MEDIA INFERIORE *(foglio di mappa 32, n. 850)*

RELAZIONE DI CONSULENZA TECNICA

14 agosto 2019



PREMESSA

Il comune di Valtournenche, con Determina n. 518 del 01/08/2019, ha affidato al sottoscritto dott. ing. Augusto Fosson la consulenza tecnica relativa al cantiere della Scuola Media di Valtournenche per l'esame dei progetti, la valutazione dello stato di fatto e per una proposta di soluzione per il prosieguo dei lavori.

Il sottoscritto ha esaminato la documentazione seguente fornita dal Comune:

- Progetto del dott. ing. Franco Binel in data marzo 1971
- Progetto del dott. ing. Giorgio Gianarro in data 1998
- Progetto del dott. ing. Antonino Raso in data 2015
- Progetto del dott. ing. Giuseppe Zinghini in data 2017
- Variante proposta dall'Impresa in data 2018
- Relazioni del prof. Luca Giordano in data 24 ottobre e 12 novembre 2018

ed ha compiuto una serie di sopralluoghi che hanno permesso di confermare lo stato di fatto già rilevato dal prof. Luca Giordano.

EDIFICIO ORIGINALE

L'edificio della Scuola Media di Valtournenche è stato costruito su progetto strutturale dell'ing. Franco Binel in data marzo 1971, del quale il sottoscritto ha esaminato le tavole che ha potuto reperire nell'archivio comunale.

La normativa vigente alla data del progetto era il Regio Decreto 2229 del 1939, sostituito dopo la data del progetto dalla legge 1086/1971 pubblicata nella Gazzetta Ufficiale il 21/12/1971.

Si tratta di una struttura in cemento armato tipica dell'epoca: fondazioni costituite da plinti, pilastri, travi nello spessore di solaio, solai in cemento armato e laterizio dello spessore di cm 20+5 per i piani praticabili e di cm 20+3 per il piano di sottotetto e per la copertura, rampe scale in cemento armato.

I pilastri sono stati calcolati per il solo carico verticale e le travi sono state considerate continue e semplicemente appoggiate sui pilastri.

Appare quindi azzardato considerare la struttura come un telaio in cemento armato, tanto più che la larghezza della base delle travi nello spessore di solaio raggiunge il rapporto di 4/1 rispetto al lato della sezione orizzontale dei pilastri.

Nei disegni dell'ing. Binel è indicato l'acciaio Aq60 liscio, ed in effetti le barre d'armatura riportano i ganci terminali; per il conglomerato cementizio è indicato il tipo di cemento ed il suo dosaggio, non la resistenza prevista.

Il sottoscritto ha effettuato il calcolo di verifica del trave del solaio tipo individuato dai pilastri 19-27 della tavola 8 del progetto Binel, ipotizzando acciaio Aq60 e conglomerato cementizio $R_{ck}=300\text{daN/cm}^2$ (questo sulla base delle indagini macroDIAGNOSICS del febbraio 2016).

Il trave, con calcolo alle tensioni ammissibili quale utilizzato fino agli anni 2000, risulta verificato, come riportato nella figura 05, in cui la numerazione dei pilastri è da 10 a 18.

Permangono comunque delle perplessità sulla verifica a taglio, perché le staffe in opera non sono chiuse.

Quanto ai pilastri, la tavola 2 dell'ing. Binel indica sezioni ed armature differenziate, mentre lo stato di fatto appare diverso: in pratica tutti i pilastri sono di sezione cm 30x30, meno uno che ha sezione di cm 30x40; le barre d'armatura verticali rilevate sono diametro 12 mm, le staffe sono diametro 6 mm con passo di cm 25 circa, superiore quindi al passo massimo ammesso già prima del 1971 pari alla metà della dimensione del lato minore del pilastro, che nel caso in esame è di cm 15.

Alla base dei pilastri la sollecitazione verticale raggiunge il valore massimo dell'ordine di 100 000 daN nel caso di carico raro (quello considerato nel calcolo alle tensioni ammissibili), che genera la sollecitazione di compressione dell'ordine di 100 daN/cm^2 , che appare eccessiva.

Le pressioni sul terreno (rappresentate nella figura 04) raggiungono nel caso di carico raro il valore di 2.78 daN/cm^2 , nel caso di carico quasi permanente il valore massimo si riduce a 2.52 daN/cm^2

Modello per il calcolo di verifica della struttura del 1971

(pilastri modellati come bielle, perché tali sono stati considerati nel calcolo dell'ing. Binel)

Assonometria : 30, 30

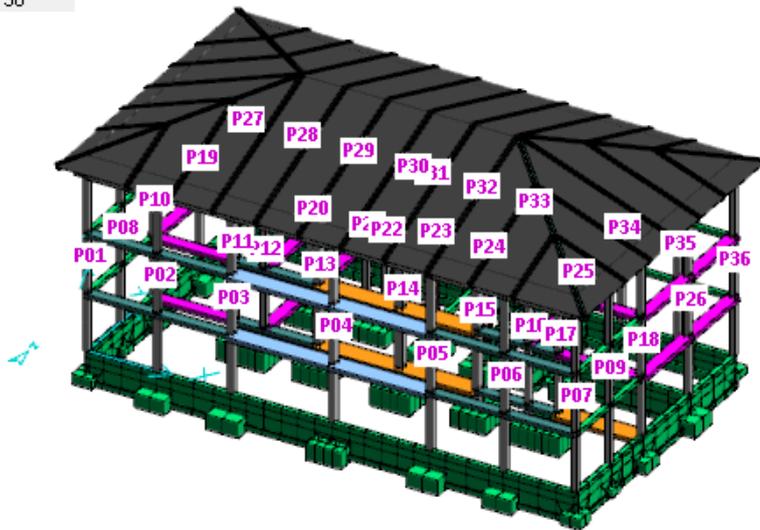


Figura 01

Assonometria : 30, 30

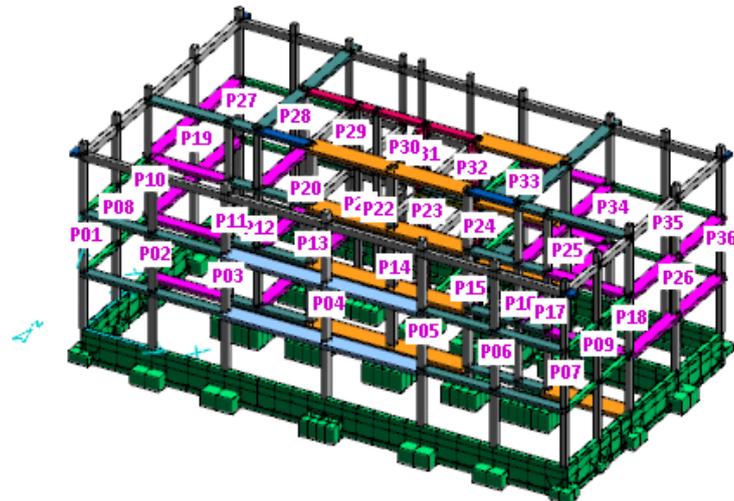


Figura 02

Piano XY Z = 345 cm

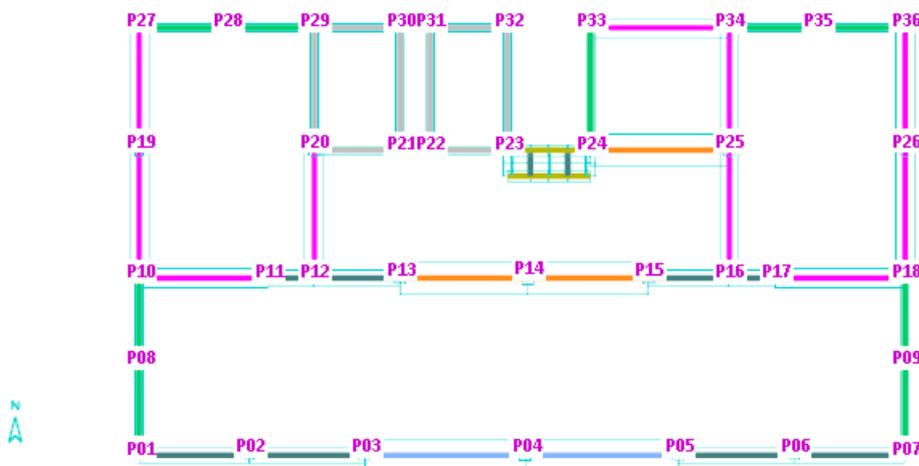
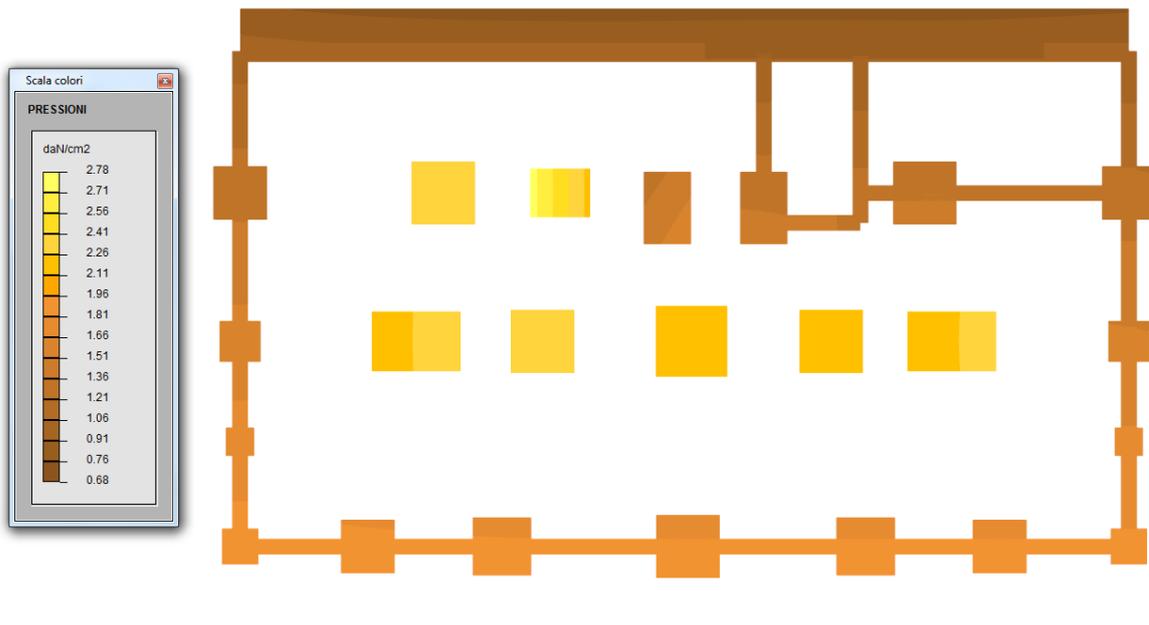


Figura 03

Pressioni sul terreno in condizione rara

Piano XY Z = 150 cm



Pressioni sul terreno in condizione quasi permanente

Piano XY Z = 150 cm

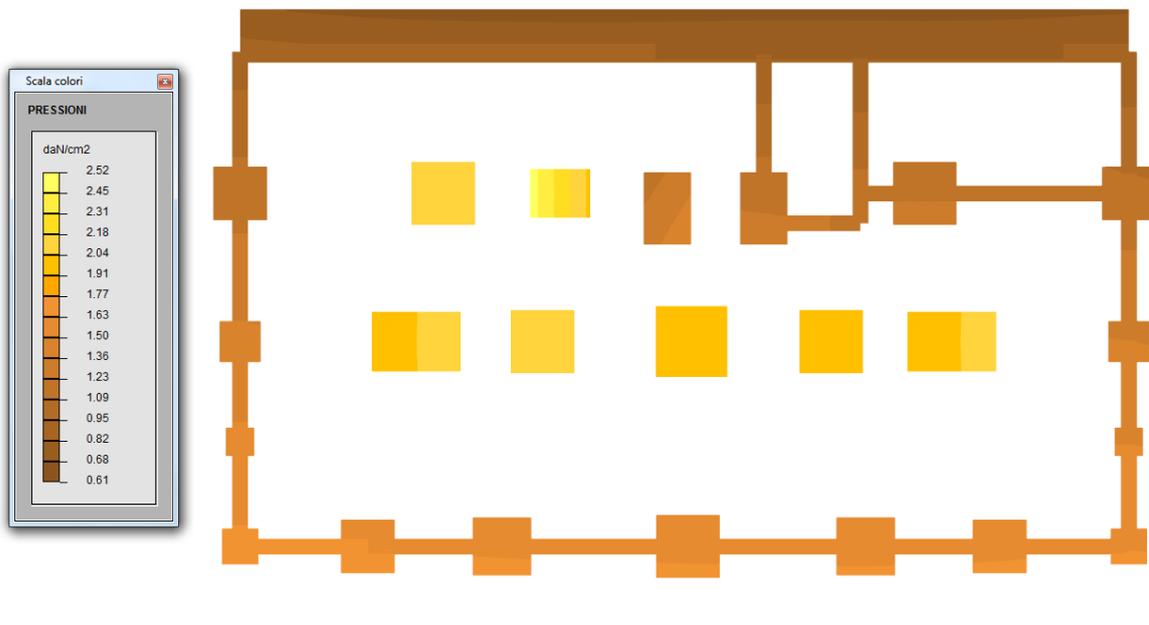
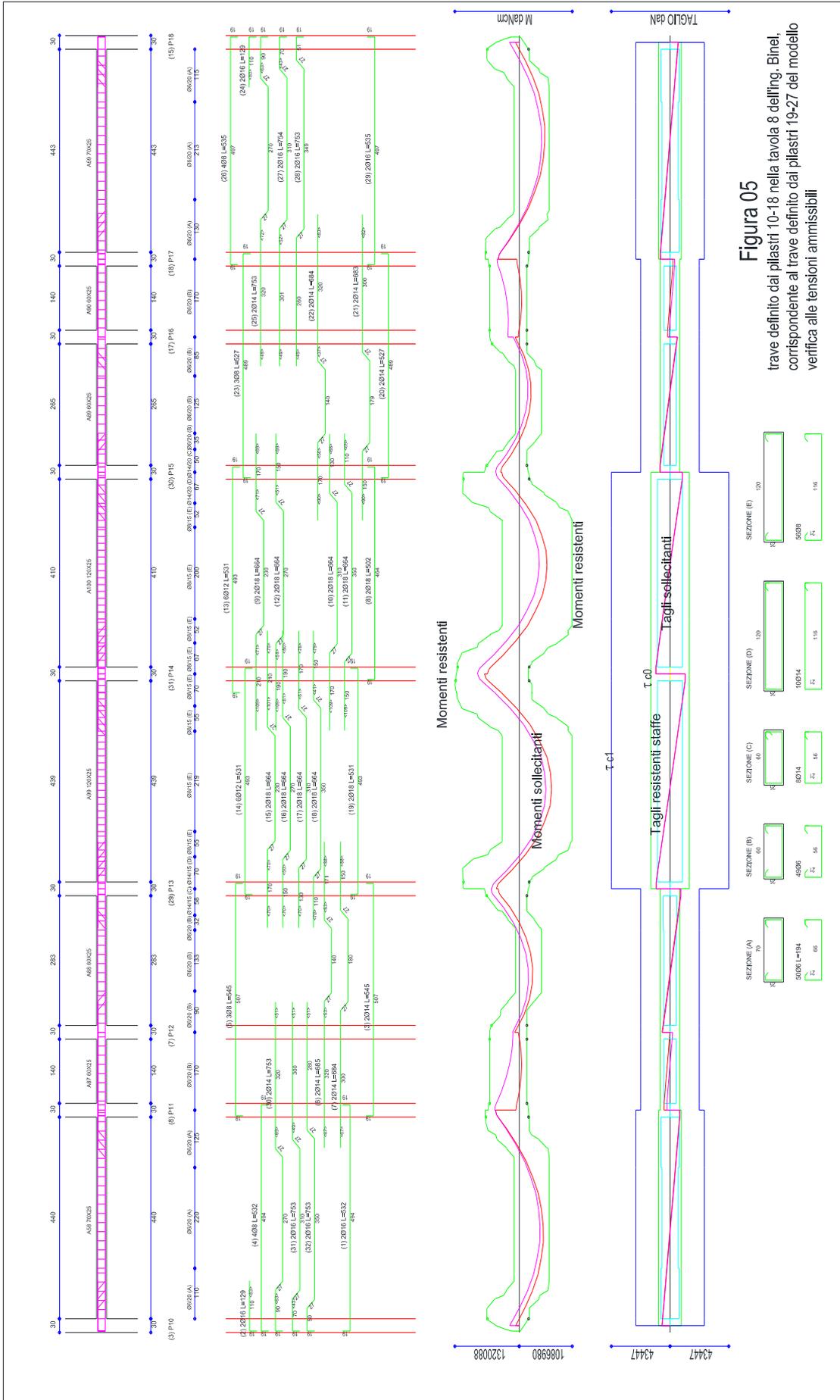


Figura 04



MODIFICHE APPORTATE NEL 1998.

I lavori eseguiti nel 1998 hanno comportato la modifica della struttura del tetto, il cambio di destinazione d'uso del piano sottotetto da vano accessibile per la sola manutenzione a biblioteca, la costruzione di un nuovo corpo aggiunto da adibire a vano scala ed ascensore, la costruzione di una nuova pensilina di ingresso.

Si è trattato di lavori rispetto ai quali il sottoscritto condivide il parere espresso dall'ing. Antonino Raso nella sua relazione del 2008 concernente l'intervento urgente di eliminazione della biblioteca e di consolidamento strutturale del fabbricato, poi effettivamente eseguiti.

PROGETTO DI MIGLIORAMENTO STRUTTURALE DEL 2015.

Il progetto di miglioramento strutturale del 2015 a firma dell'ing. Antonino Raso prevedeva:

- la demolizione della copertura quale modificata nel 1998 con gravi danni alla stabilità e la sua ricostruzione in struttura di acciaio con manto di copertura in lamiera, nettamente più leggero del manto in lose
- la demolizione del corpo esterno adibito a vano scala ed ascensore, affetto da gravi problemi strutturali dalla sua realizzazione, e la sua ricostruzione in posizione separata, mediante un giunto sismico, dal fabbricato principale
- la demolizione della pensilina di ingresso, inserita nel 1998 in modo tale da indebolire la struttura dell'edificio principale, il risarcimento della struttura principale, e la ricostruzione della pensilina in posizione separata dal corpo principale

L'ing. Antonino Raso asseriva correttamente che gli interventi previsti avrebbero portato ad un miglioramento sismico conseguente alla riduzione dei carichi verticali, ma non proseguiva nel quantificare la percentuale di miglioramento.

PROGETTO DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE DEL 2017.

Il progetto di adeguamento strutturale del 2017 a firma dell'ing. Giuseppe Zinghini prevedeva:

- la rimozione delle lose in copertura e la loro sostituzione con un manto di copertura in lamiera
- la demolizione della pensilina di ingresso e la sua ricostruzione in posizione separata dal corpo principale
- il rinforzo dei pilastri e dei travi in cemento armato con piastre, calastrelli e bulloni in acciaio;

a proposito dei travi occorre rilevare che le barre d'armatura longitudinali considerate sono diverse e nettamente inferiori a quelle indicate nel progetto Binel, inoltre l'acciaio in opera per i pilastri e per i travi è stato assunto in FeB44k e non in Aq60 quale indicato nel progetto Binel

VARIANTE PROPOSTA DALL'IMPRESA NEL 2018.

L'impresa, adducendo una serie di motivazioni, ma soprattutto l'impossibilità di realizzare i rinforzi previsti dal progetto posto a base di gara, proponeva una serie di rinforzi alternativi descritti nel progetto a firma dell'ing. Francesco Fumarola.

CONSIDERAZIONI DEL PROF. ING. LUCA GIORDANO.

Il prof. Giordano, per incarico del Comune, ha esaminato il progetto posto a base di gara e la variante proposta dall'impresa.

Sostanzialmente il prof. Giordano rileva:

- manca caratterizzazione dell'acciaio
 - manca relazione geologica
 - il corpo scala è modellato come rigidamente collegato al corpo principale, ipotesi che è da dimostrare
 - gli interventi sui pilastri costituiscono un semplice confinamento
 - gli interventi sui travi non sono risolutivi agli effetti della resistenza a taglio ed a flessione
 - non sono presenti le verifiche dei nodi
- la variante proposta dall'impresa è marginale rispetto al superamento delle criticità riscontrate

PROPOSTA DI INTERVENTO.

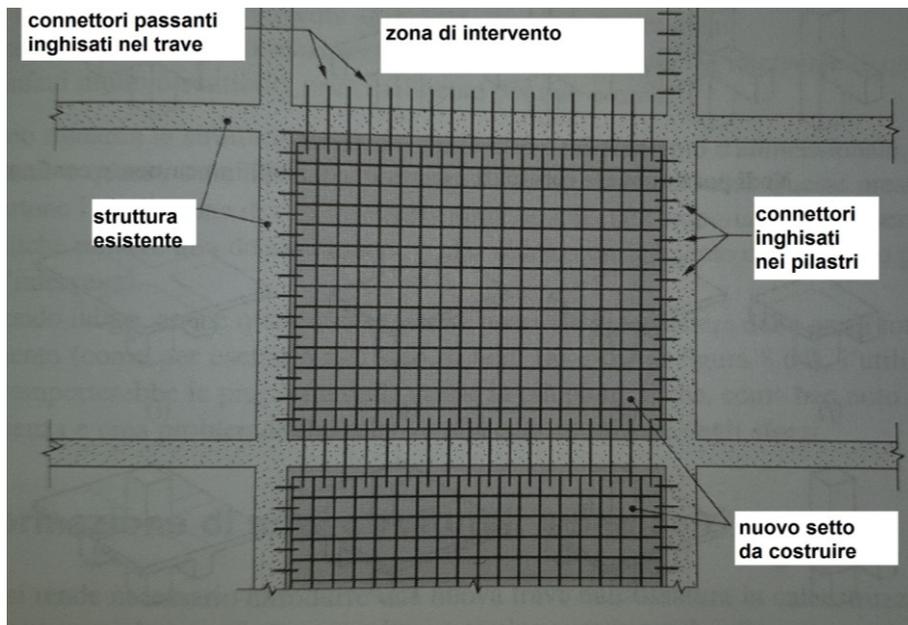
Il sottoscritto espone la propria ipotesi di intervento per risolvere le criticità rilevate dal prof. Giordano e quindi per arrivare all'adeguamento sismico previsto dalle NTC2018 per gli edifici scolastici.

- annullamento degli interventi effettuati nel 1998, nella configurazione già proposta dall'ing. Raso nel dicembre 2015:
 - demolizione del tetto in cemento armato e sua ricostruzione con una struttura in acciaio con manto in pannelli di lamiera
 - demolizione e ricostruzione dei corpi aggiunti (scala-ascensore e pensilina) e loro ricostruzione in posizione separata dal fabbricato principale da congruo giunto sismico
- inserimento di nuovi setti in cemento armato per assorbire il sisma atteso
- modifica delle fondazioni in funzione dei nuovi setti ed in funzione della redistribuzione delle pressioni sul terreno, tale da non superare le massime pressioni già in essere; il nuovo assetto delle fondazioni sarà tale da sgravare i pilastri del carico derivante dall'orizzontamento a quota più bassa.

Ovviamente saranno da effettuare le prove sugli acciai in opera (assunti in prima ipotesi Aq60, come da progetto dell'ing. Binel) e la perizia geologica, che permetterà di affinare il dimensionamento delle fondazioni, effettuato in prima ipotesi sul non superamento della pressione massima in essere sul terreno.

Il sottoscritto ha quindi aggiornato il modello costruito per la verifica del progetto dell'ing. Binel, inserendo nove setti dello spessore di cm 30, in posizioni tali che le rigidità strutturali consentano la regolarità della struttura, e modificando le fondazioni.

I nuovi setti sono previsti rigidamente ancorati ai travi ed ai pilastri che li delimitano, mediante connessioni con barre d'acciaio inghisate, coerenti con l'armatura calcolata per i setti stessi, nonché alle nuove strutture di fondazione.



I pilastri non interessati dai setti sono considerati elementi secondari e permangono modellati come bielle, tali da non trasmettere momenti flettenti ai loro estremi ed essere sottoposti a soli carichi verticali: ciò che permette di superare l'obiezione del prof. Giordano relativa alla mancata verifica dei nodi nel progetto a base di gara e nella variante proposta dall'impresa. Problema che non si pone più per i nodi dei pilastri inglobati nei setti.

Gli orizzontamenti sono considerati come piani rigidi, perché solai con getto di completamento dello spessore di cm 5. In realtà il getto di completamento del solaio sottotetto, secondo il disegno dell'ing. Binel, ha lo spessore di soli cm 3: occorrerà quindi intervenire per irrigidirlo.

L'intervento sulle fondazioni è massiccio e tale da richiedere la demolizione dei campi in laterizio, ma non dei travi, del solaio a piano terreno. Il piano di appoggio delle sovrastrutture (tramezzi, sottofondo, pavimento) potrà essere ripristinato con elementi tipo "igloo" appoggiati sull'estradosso delle fondazioni.

Il modello non comprende gli elementi esterni, torrino scala-ascensore e pensilina, perché saranno ricostruiti in posizione separata da giunto sismico dal fabbricato principale.

Modello per la proposta di intervento

Assonometria : 30, 30

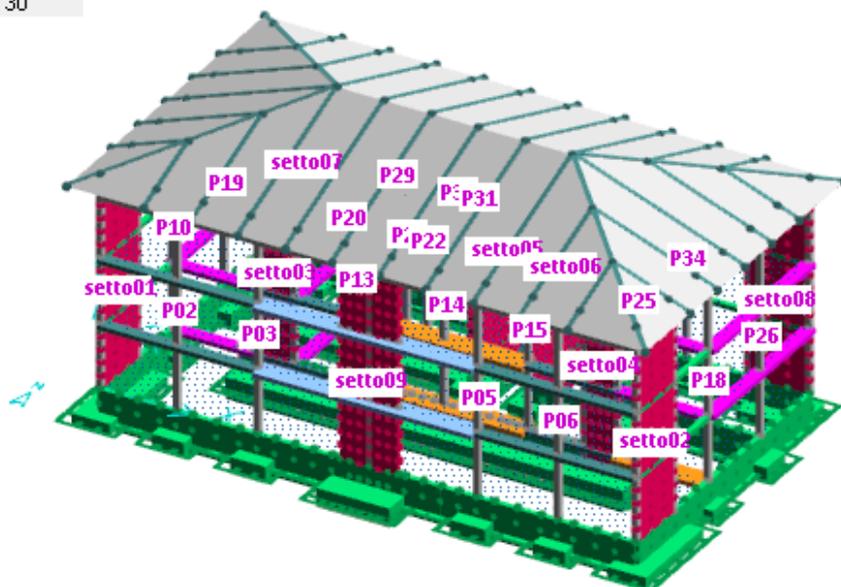


Figura 06

Assonometria : 30, 30

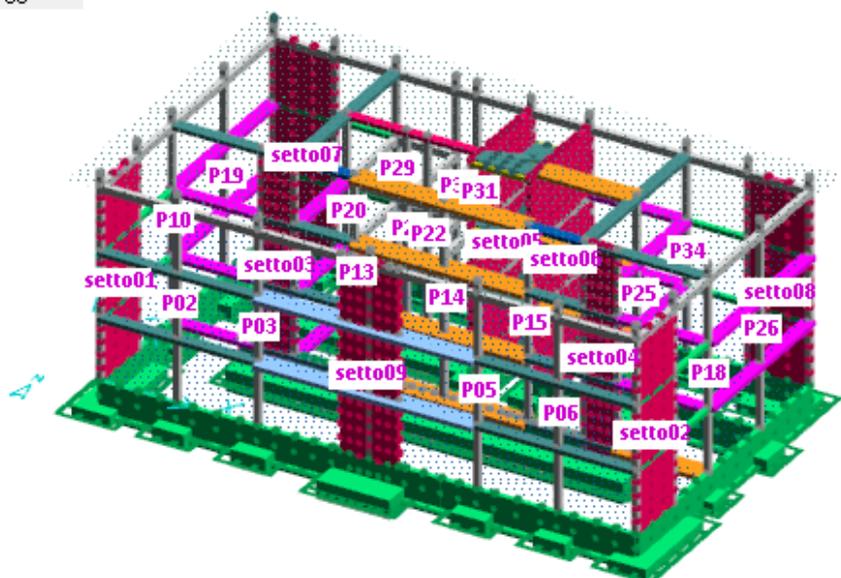


Figura 07

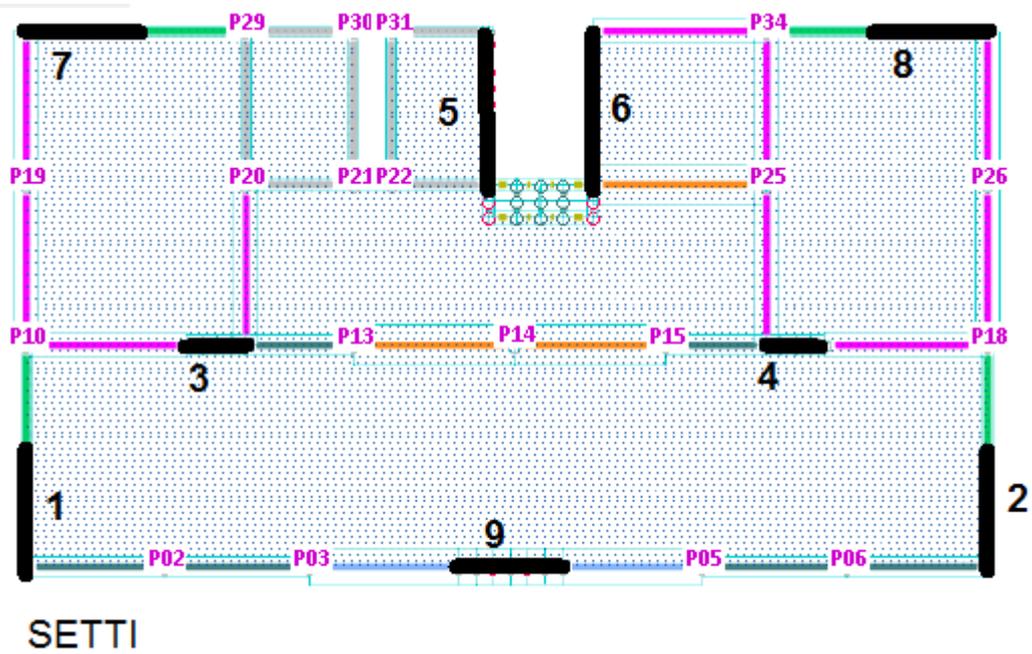


Figura 08

DATI ANALISI SISMICA:

ANALISI DINAMICA

Lavoro : \SMVL06

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
Assi di vibrazione: X Y
Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località (long. 7.622 lat. 45.876400)

Categoria del suolo di fondazione = B

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.200$

Coeff. di amplificazione topografica $ST = 1.000$

$S = 1.200$

Vita nominale dell'opera VN = 100 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento VR = 150.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 5 %

Tempo di ritorno = 2475

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 1.624 [g/10]

Fo 2.647

TC* 0.320

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.456

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	1056978.7
2.	1.000	339285.7
3.	0.600	152069.0
4.	0.200	65169.5
5.	0.600	8905.7

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	0.341007	67.870	0.230	0.000	0.207	0.084	0.002	0.001			
2	0.280636	0.882	78.909	0.000	0.367	0.003	0.002				
3	0.246180	7.115	2.632	0.000	0.004	0.002					
4	0.066429	16.441	0.019	0.000	0.090						
5	0.048534	0.995	7.337	0.000							
----- MASSA TOTALE		93.303	89.128	0.000	-----						

DESCRIZIONE CASI DI CARICO:

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI			
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.		
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+				
				2	1.500	+				
				3	1.500	+				
				4	1.500	+				
				5	1.500	+				
				6	1.500	+				
				7	1.300	+				
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	8	1.000	quadr.				
				10	1.000	quadr.				
				12	1.000	quadr.				
				14	1.000	quadr.				
				16	1.000	quadr.				
				20	1.000	±				
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	9	1.000	quadr.				
				11	1.000	quadr.				
				13	1.000	quadr.				
				15	1.000	quadr.				
				17	1.000	quadr.				
				21	1.000	±				
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000		
				2	1.000	+			3	0.300
				3	0.600	+				
				4	0.200	+				
				5	0.600	+				
				6	0.600	+				
				7	1.000	+				
5	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000		
				2	1.000	+			2	0.300
				3	0.600	+				
				4	0.200	+				
				5	0.600	+				
				6	0.600	+				
				7	1.000	+				
6	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	2	0.304		
				2	1.000	+			3	0.091
				3	0.600	+				
				4	0.200	+				
				5	0.600	+				
				6	0.600	+				
				7	1.000	+				
7	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	3	0.304		
				2	1.000	+			2	0.091
				3	0.600	+				
				4	0.200	+				
				5	0.600	+				
				6	0.600	+				
				7	1.000	+				
8	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	2	1.100		
				2	1.000	+			3	0.330
				3	0.600	+				
				4	0.200	+				
				5	0.600	+				
				6	0.600	+				
				7	1.000	+				
9	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	3	1.100		
				2	1.000	+			2	0.330
				3	0.600	+				
				4	0.200	+				
				5	0.600	+				
				6	0.600	+				
				7	1.000	+				
10	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+				
				2	1.300	+				
				3	1.300	+				
				4	1.300	+				
				5	1.300	+				
				6	1.300	+				
				7	1.000	+				
11	SLUEqu	SLU_EQU	somma	1	0.900	+				
				2	1.500	+				
				3	1.500	+				
				4	1.500	+				
				5	1.500	+				
				6	1.500	+				
				7	0.900	+				
12	Rara	Rara	somma	1	1.000	+				
				2	1.000	+				
				3	1.000	+				
				4	1.000	+				
				5	1.000	+				
				6	1.000	+				
				7	1.000	+				
13	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+				
				2	1.000	+				
				3	0.700	+				
				4	0.500	+				
				5	0.700	+				
				6	0.700	+				
				7	1.000	+				
14	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+				
				2	1.000	+				
				3	0.600	+				
				4	0.200	+				
				5	0.600	+				
				6	0.600	+				
				7	1.000	+				

SPOSTAMENTI NODALI:

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI ESERCIZIO (NTC 7.3.7.2)

spostamento limite interpiano = 0.333% dell'altezza

CASO n. 6 - SLD con SISMAX PRINC:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
-150.00	0.00	150.00	0.016804	0.011	1826	12	SI
0.00	345.00	345.00	0.136136	0.039	2	7	SI
345.00	690.00	345.00	0.203202	0.059	171	7	SI
690.00	1035.00	345.00	0.218764	0.063	172	7	SI

CASO n. 7 - SLD con SISMAX PRINC:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
-150.00	0.00	150.00	0.028115	0.019	3295	13	SI
0.00	345.00	345.00	0.143317	0.042	2	10	SI
345.00	690.00	345.00	0.184256	0.053	171	10	SI
690.00	1035.00	345.00	0.192492	0.056	172	10	SI

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI S.L.V. (NTC 7.3.3.3)

Fattore μ_{ud} = 1.648

Quota [cm]	DX max [cm]	nodo	DY max [cm]	nodo
0.00	0.024302	33	0.110940	2879
345.00	0.602234	22	0.719860	10
690.00	1.520872	171	1.533815	179
1035.00	2.521899	200	2.381863	178

CONTROLLO RIGIDENZE STRUTTURALI

Quota del piano	0.0	345.0	690.0	1035.0	[cm]
Rigidizza KX (/1000)	33378.574	1457.138	721.405	325.506	[daN/cm]
Rigidizza KY (/1000)	8116.496	1820.993	1115.226	521.957	[daN/cm]
Rigidizza ktors (/1e6)	124397554	2472873	1289353	557921	[daNcm]
Xk (centro rigidzze)	1269.3	1459.7	1464.0	1465.3	[cm]
Yk (centro rigidzze)	1005.5	1010.4	1045.9	1058.5	[cm]
Xg (baricentro)	1424.2	1405.2	1405.2	1406.7	[cm]
Yg (baricentro)	902.8	812.2	812.2	821.0	[cm]
dimensione X	2800	2800	2800	2800	[cm]
dimensione Y	1570	1570	1570	1570	[cm]
raggio rigidzza (rx)	3915	1165	1075	1034	[cm]
raggio rigidzza (ry)	1931	1303	1337	1309	[cm]
raggio giratorio (ls)	927	927	927	927	[cm]
MIN(rx , ry) / ls	2.0835	1.2575	1.1603	1.1157	ok (> 1)
(Xg - xk) / rx	0.0396	0.0468	0.0547	0.0567	ok (< 0.3)
(Yg - Yk) / ry	0.0532	0.1522	0.1748	0.1814	ok (< 0.3)
2° ordine (theta X)	0.05	0.45	0.57	0.50	[%] ok (< 10%)
2° ordine (theta Y)	0.20	0.36	0.37	0.31	[%] ok (< 10%)
Percentuale dinamica X	0.06	15.49	38.34	46.11	[%]
Percentuale dinamica Y	0.34	18.95	38.15	42.56	[%]

PRESSIONI SUL TERRENO:

INVILUPPO CASI

SLU

SLU sisma X principale

SLU sisma Y principale

Rara

Frequente

Quasi permanente

Piano XY Z = 150 cm



Quasi permanente

Piano XY Z = 150 cm



Figura 09

VERIFICA PILASTRI:

I pilastri P01, 04, 07, 08, 09, 11, 12, 16, 17, 23, 24, 27, 28, 32, 33 sono solidarizzati ai setti di consolidamento di nuova costruzione,

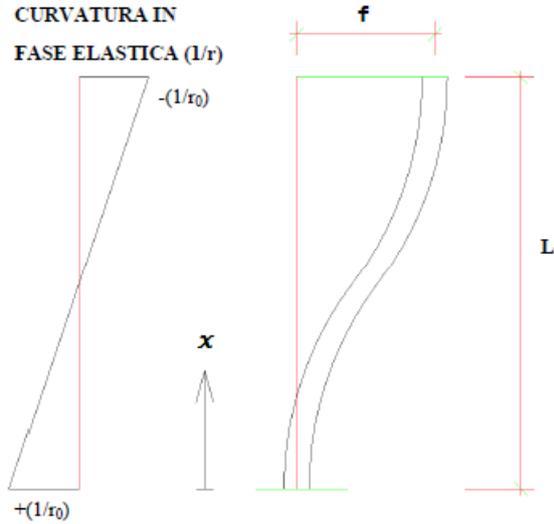
pertanto si procede alla verifica dei pilastri restanti, considerati come elementi secondari.

Per ogni pilastro e per ogni interpiano è stato calcolato per il tramite del software il

$\text{drift}_{\text{effettivo}} = (\text{spostamento orizzontale superiore} - \text{spostamento orizzontale inferiore}) \times Q_{\text{(fattore di struttura)}} / (\text{altezza interpiano})$

quindi si è proceduto a verificare se la curvatura del pilastro in esame fosse in fase elastica o in fase plastica secondo le considerazioni della pagina seguente.

**CURVATURA IN
FASE ELASTICA (1/r)**



La curvatura elastica è funzione lineare di x e della curvatura alla base:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r_0}\right) * \frac{L-2x}{L} \quad (1)$$

Per ogni concio infinitesimo dL posto a distanza x dalla base, l'angolo rispetto al concio precedente è pari a:

$$d\alpha = \left(\frac{1}{r}\right) * dL$$

ed il contributo alla deformazione totale f è pari all'angolo moltiplicato per la distanza dall'estremo superiore:

$$df = d\alpha * (L-x)$$

La freccia totale f è l'integrale di tutti i contributi df:

$$f = \int_0^L df = \int_0^L d\alpha * (L-x) = \int_0^L \left(\frac{1}{r}\right) * (L-x) * dL$$

Sostituendo a (1/r) l'espressione (1):

$$f = \left(\frac{1}{r_0}\right) * \int_0^L \left(\frac{L-2x}{L}\right) * (L-x) * dL$$

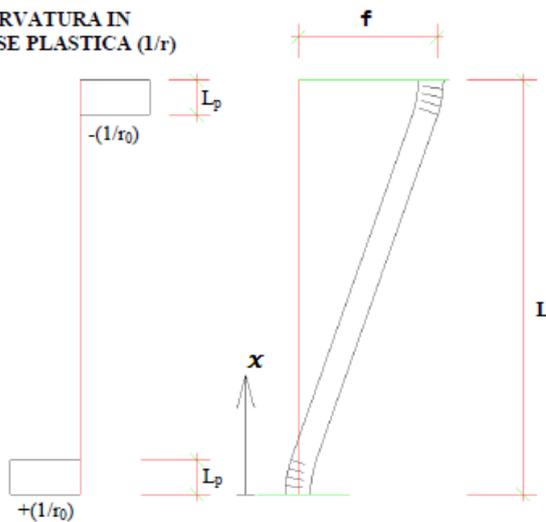
e sviluppando i calcoli si arriva a: $f = \left(\frac{1}{r_0}\right) * \frac{L^2}{6}$

Poiché $\left(\frac{1}{r_0}\right) = \frac{\epsilon_{cls} + \epsilon_{acc}}{h_u}$ si ha che: $f = \frac{\epsilon_{cls} + \epsilon_{acc}}{h_u} * \frac{L^2}{6}$. Se come ϵ_{acc} usiamo la massima deformazione elastica, cioè quella di snervamento ($\epsilon_y = f_{yd}/E_{acc}$) si

avrà che il massimo "drift" sarà: $drift_{max} = f_{max} / L = \frac{(\epsilon_{cls} + \epsilon_y)L}{6h_u}$

Perciò se il valore del drift effettivo è minore o uguale a $drift_{max}$, la struttura rimane in campo elastico.

**CURVATURA IN
FASE PLASTICA (1/r)**



La curvatura allo SLU si può considerare presente solo nelle zone di estremità dove si formano le cerniere plastiche (L_p), in quanto di entità molto maggiore della curvatura elastica nel tratto centrale. Si può porre:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r_0}\right)_{x < L_p}; 0_{L_p < x < L-L_p}; \left(-\frac{1}{r_0}\right)_{x > L-L_p} \quad (1)$$

Per ogni concio infinitesimo dL posto a distanza x dalla base, l'angolo rispetto al concio precedente è pari a:

$$d\alpha = \left(\frac{1}{r}\right) * dL$$

ed il contributo alla deformazione totale f è pari all'angolo moltiplicato per la distanza dall'estremo superiore:

$$df = d\alpha * (L-x)$$

La freccia totale f è l'integrale di tutti i contributi df:

$$f = \int_0^L df = \int_0^L d\alpha * (L-x) = \int_0^L \left(\frac{1}{r}\right) * (L-x) * dL$$

Sostituendo a (1/r) l'espressione (1):

$$f = \left(\frac{1}{r_0}\right) * \int_0^{L_p} (L-x) dL + 0 - \left(\frac{1}{r_0}\right) * \int_{L-L_p}^L (L-x) dL$$

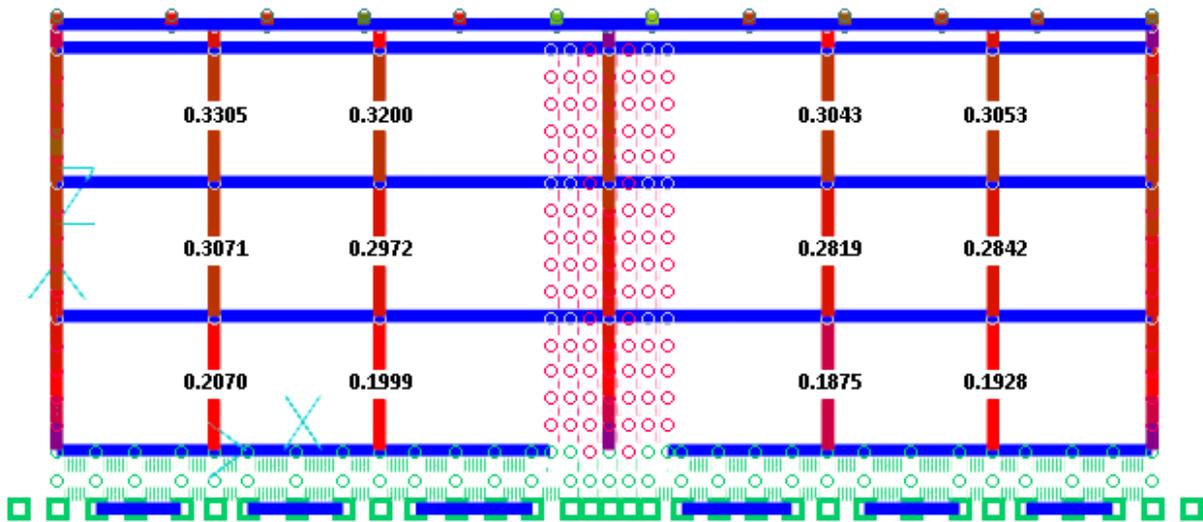
e sviluppando i calcoli si arriva a: $f = \left(\frac{1}{r_0}\right) * (Lp * L - Lp^2)$

Poiché $\left(\frac{1}{r_0}\right) = \frac{\epsilon_{cls} + \epsilon_{acc}}{h_u}$ si ha che: $f = \frac{\epsilon_{cls} + \epsilon_{acc}}{h_u} * (Lp * L - Lp^2)$. La lunghezza L_p della zona plastica è circa pari all'altezza utile della sezione (h_u), di

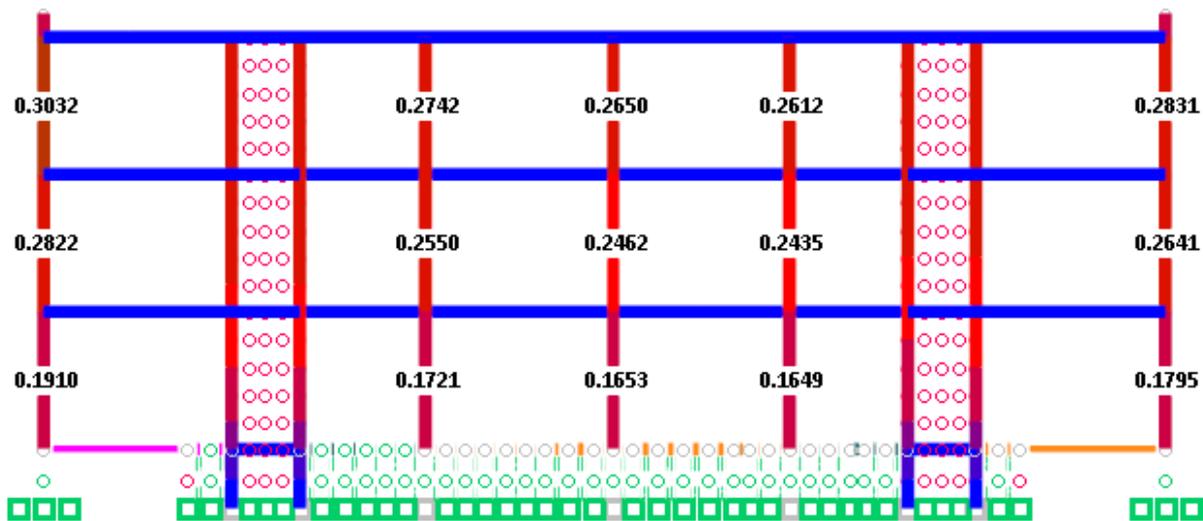
modo che possiamo semplificarli e ottenere che $drift_{max} = \frac{f_{max}}{L} = (\epsilon_{cls} + \epsilon_{acc}) * \left(1 - \frac{h_u}{L}\right)$, con $\epsilon_{cls} \leq \epsilon_{c,ult}$ e $\epsilon_{acc} \leq \epsilon_{y,ult}$. Perciò se il valore del drift effettivo è minore o uguale a $drift_{max}$ si avrà che il pilastro, pur plasticizzato, mantiene la capacità portante nei confronti delle azioni verticali.

DRIFT X

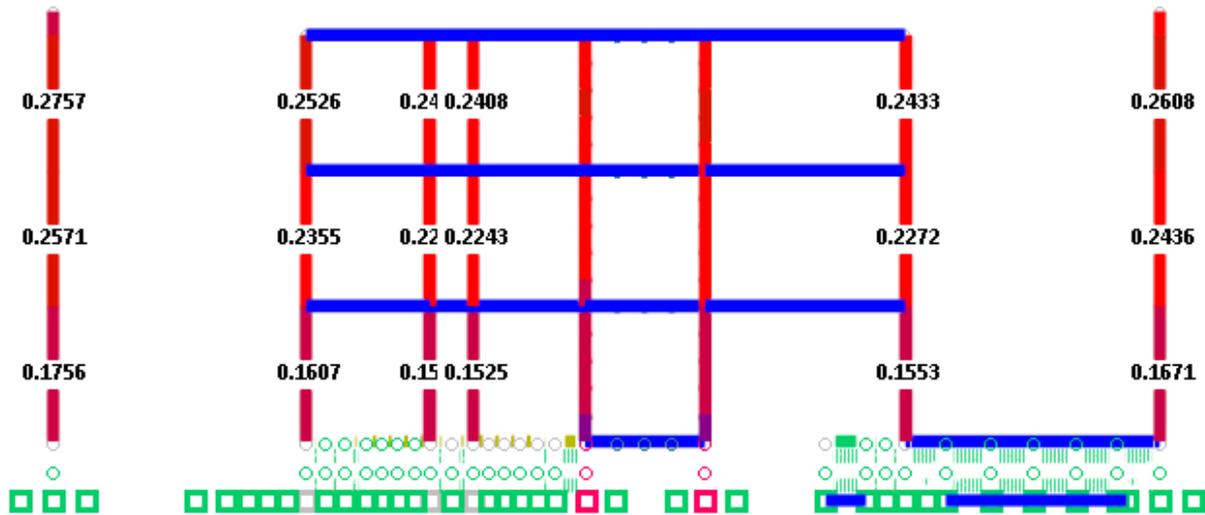
Piano XZ Y = 0 cm



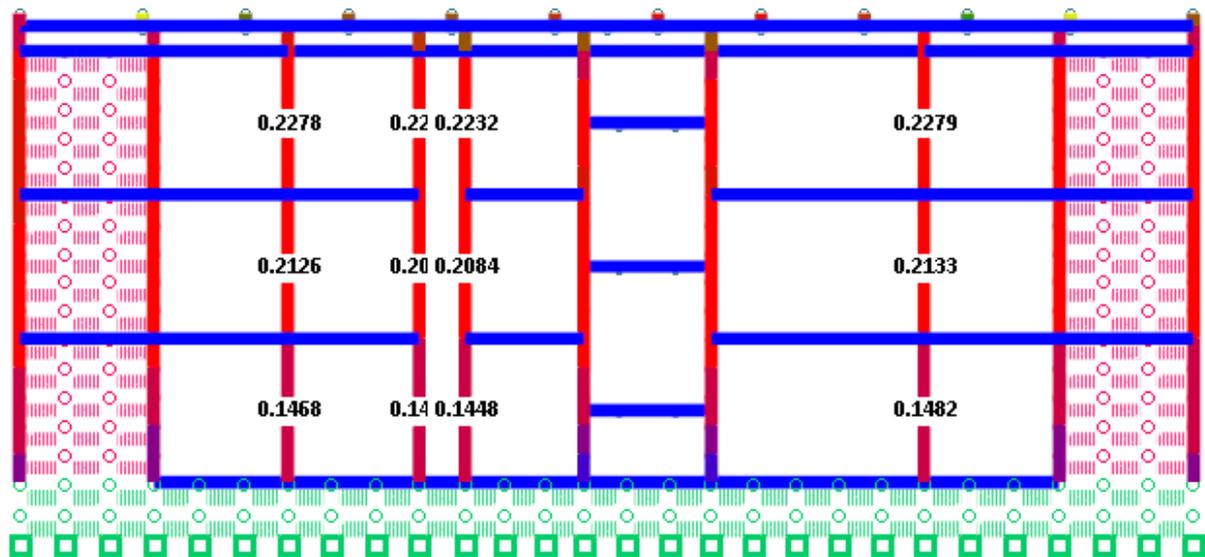
Piano XZ Y = 650 cm



Piano XZ Y = 1120 cm



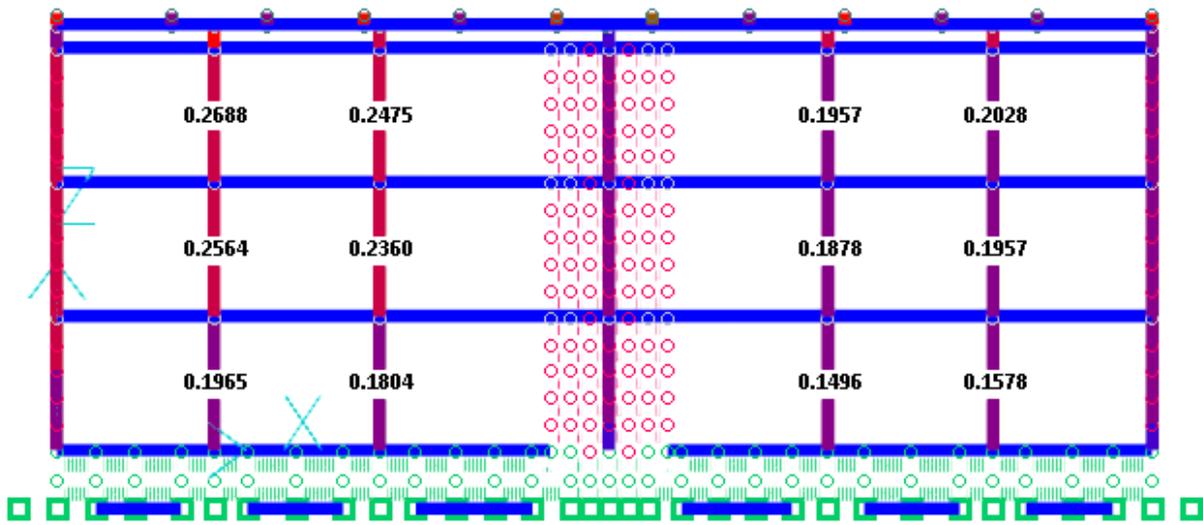
Piano XZ Y = 1570 cm



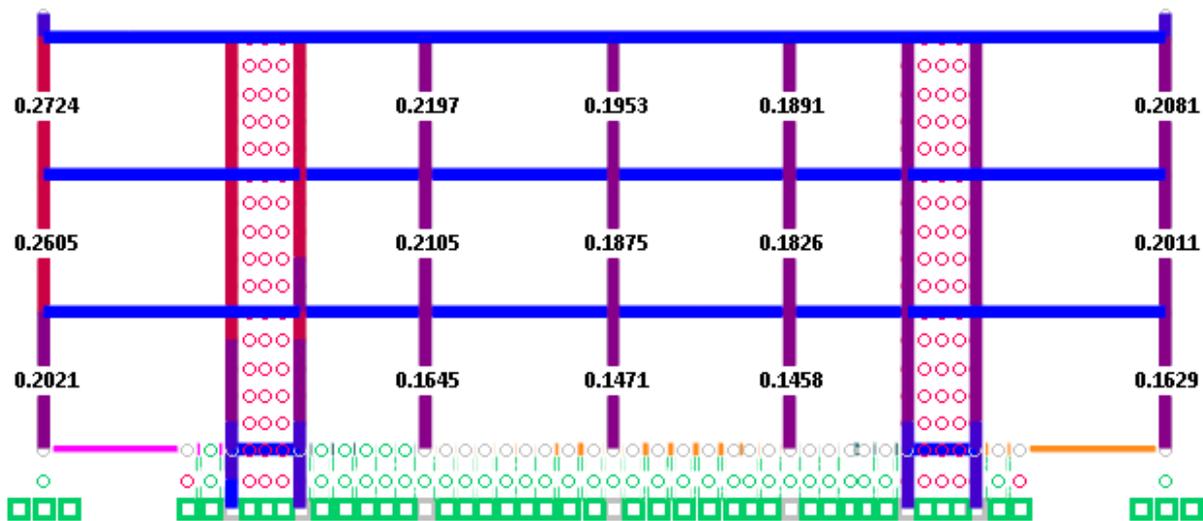
PILASTRO	curvatura pilastro in fase elastica			curvatura pilastro in fase plastica											
	drift effettivo x100 nella condizione (4) SLU SISMA X PRINCIPALE	drift effettivo moltiplicato per 1.25	interpiano	ΔZ	h _{eff} (cm)	armatura sup	armatura inf	M d ult (daNm)	E _{conv} %	E _{conv1} %	drift max x100	M d ult (daNm)	E _{conv} %	E _{conv1} %	drift max x100
02	0.2070	0.2588	0 345	345	27	2.26	-45 293	479 500	1.68	1.95	0.7731	506 331	3.50	6.63	0.9337
	0.3071	0.3839	345 690	345	27	2.26	-28 255	375 500	1.23	1.95	0.6772	407 593	3.50	12.00	1.4287
	0.3305	0.4131	690 1035	345	27	2.26	-11 191	252 800	0.82	1.95	0.5899	272 501	3.50	24.70	2.5993
03	0.1999	0.2499	0 345	345	27	2.26	-48 736	571 500	2.58	1.95	0.9647	583 360	3.50	3.22	0.6194
	0.2972	0.3715	345 690	345	27	2.26	-32 917	488 200	1.73	1.95	0.7837	514 842	3.50	6.30	0.9033
	0.3200	0.4000	690 1035	345	27	2.26	-17 235	345 000	1.26	1.95	0.6836	375 800	3.50	14.80	1.6868
05	0.1875	0.2344	0 345	345	27	2.26	-47 146	565 500	2.47	1.95	0.9413	579 027	3.50	3.47	0.6425
	0.2819	0.3524	345 690	345	27	2.26	-31 829	478 900	1.67	1.95	0.7709	506 318	3.50	6.69	0.9393
	0.3043	0.3804	690 1035	345	27	2.26	-16 647	339 500	1.11	1.95	0.6517	369 809	3.50	15.40	1.7421
06	0.1928	0.2410	0 345	345	27	2.26	-45 794	483 000	1.70	1.95	0.7773	510 148	3.50	6.52	0.9236
	0.2842	0.3553	345 690	345	27	2.26	-28 565	378 400	1.24	1.95	0.6794	410 564	3.50	12.00	1.4287
	0.3053	0.3816	690 1035	345	27	2.26	-11 314	253 300	0.83	1.95	0.5910	273 086	3.50	20.63	2.2242
10	0.1910	0.2388	0 345	345	27	2.26	-42 942	518 900	1.94	1.95	0.8284	541 604	3.50	5.17	0.7991
	0.2822	0.3528	345 690	345	27	2.26	-27 782	414 500	1.38	1.95	0.7085	446 416	3.50	9.71	1.2176
	0.3032	0.3790	690 1035	345	27	2.26	-12 725	278 500	0.91	1.95	0.6091	301 517	3.50	22.17	2.3661
13	0.1721	0.2151	0 345	345	27	2.26	-50 473	534 000	2.07	1.95	0.8561	554 122	3.50	4.64	0.7503
	0.2550	0.3188	345 690	345	27	2.26	-30 237	410 000	1.36	1.95	0.7049	442 225	3.50	9.95	1.2397
	0.2742	0.3428	690 1035	345	27	2.26	-10 255	241 500	0.79	1.95	0.5827	259 885	3.50	25.89	2.7090
14	0.1653	0.2066	0 345	345	37	2.26	-65 182	873 500	1.93	1.95	0.6030	914 248	3.50	5.23	0.7794
	0.2462	0.3078	345 690	345	37	2.26	-39 682	664 200	1.30	1.95	0.5051	719 493	3.50	10.66	1.2641
	0.2650	0.3313	690 1035	345	37	2.26	-14 030	384 500	0.75	1.95	0.4196	416 133	3.50	30.92	3.0729
15	0.1649	0.2061	0 345	345	27	2.26	-45 422	516 500	1.92	1.95	0.8250	539 416	3.50	5.23	0.8047
	0.2435	0.3044	345 690	345	27	2.26	-27 190	393 500	1.30	1.95	0.6921	425 856	3.50	10.97	1.3338
	0.2612	0.3265	690 1035	345	27	2.26	-9 231	236 500	0.77	1.95	0.5793	254 342	3.50	26.42	2.7578
18	0.1795	0.2244	0 345	345	27	2.26	-43 143	520 200	1.95	1.95	0.8306	542 655	3.50	5.12	0.7945
	0.2641	0.3301	345 690	345	27	2.26	-27 923	415 000	1.38	1.95	0.7092	446 996	3.50	9.68	1.2149
	0.2831	0.3539	690 1035	345	27	2.26	-12 806	279 600	0.91	1.95	0.6091	302 833	3.50	22.01	2.3514
19	0.1756	0.2195	0 345	345	27	2.26	-53 082	525 300	1.99	1.95	0.8391	546 878	3.50	4.95	0.7789
	0.2571	0.3214	345 690	345	27	2.26	-32 924	411 500	1.35	1.95	0.7028	443 615	3.50	9.88	1.2333
	0.2757	0.3446	690 1035	345	27	2.26	-12 775	260 500	0.85	1.95	0.5963	281 233	3.50	23.92	2.5274
20	0.1607	0.2009	0 345	345	27	2.26	-56 050	533 600	2.06	1.95	0.8540	553 947	3.50	4.64	0.7503
	0.2355	0.2944	345 690	345	27	2.26	-33 856	409 000	1.35	1.95	0.7028	441 252	3.50	10.02	1.2462
	0.2526	0.3158	690 1035	345	27	2.26	-11 683	236 800	0.77	1.95	0.5793	254 607	3.50	26.40	2.7560
21	0.1546	0.1933	0 345	345	27	2.26	-31 617	359 700	1.18	1.95	0.6666	391 354	3.50	13.48	1.5651
	0.2270	0.2838	345 690	345	27	2.26	-18 667	276 400	0.90	1.95	0.6069	299 181	3.50	22.32	2.3799
	0.2460	0.3075	690 1035	345	27	2.26	-6 061	183 900	0.60	1.95	0.5431	197 120	3.50	32.41	3.3100
22	0.1525	0.1906	0 345	345	27	2.26	-18 939	325 900	1.05	1.95	0.6389	355 020	3.50	16.86	1.8767
	0.2243	0.2804	345 690	345	27	2.26	-11 387	251 000	0.82	1.95	0.5899	270 553	3.50	24.88	2.6159
	0.2408	0.3010	690 1035	345	27	2.26	-3 384	172 200	0.55	1.95	0.5324	184 770	3.50	33.81	3.4390
25	0.1553	0.1941	0 345	345	27	2.26	-65 493	568 200	2.52	1.95	0.9519	581 084	3.50	3.36	0.6323
	0.2272	0.2840	345 690	345	27	2.26	-39 539	453 000	1.53	1.95	0.7411	482 067	3.50	7.81	1.0425
	0.2433	0.3041	690 1035	345	27	2.26	-13 687	260 500	0.85	1.95	0.5963	281 113	3.50	23.91	2.5265
26	0.1671	0.2089	0 345	345	27	2.26	-53 391	527 000	2.01	1.95	0.8433	548 388	3.50	4.88	0.7724
	0.2436	0.3045	345 690	345	27	2.26	-33 165	413 800	1.37	1.95	0.7070	445 826	3.50	9.75	1.2213
	0.2608	0.3260	690 1035	345	27	2.26	-12 946	262 600	0.85	1.95	0.5963	283 588	3.50	23.71	2.5081
29	0.1468	0.1835	0 345	345	27	2.26	-32 588	460 500	1.57	1.95	0.7496	489 289	3.50	3.36	0.6323
	0.2126	0.2658	345 690	345	27	2.26	-21 521	369 500	1.21	1.95	0.6730	401 498	3.50	12.68	1.4914
	0.2278	0.2848	690 1035	345	27	2.26	-10 019	266 200	0.87	1.95	0.5997	287 662	3.50	23.34	2.4739
30	0.1446	0.1808	0 345	345	27	2.26	-21 551	355 500	1.16	1.95	0.6623	386 972	3.50	13.82	1.5965
	0.2094	0.2618	345 690	345	27	2.26	-14 933	296 200	0.96	1.95	0.6197	321 795	3.50	20.47	2.2094
	0.2243	0.2804	690 1035	345	27	2.26	-8 271	232 000	0.76	1.95	0.5771	249 295	3.50	26.93	2.8049
31	0.1448	0.1810	0 345	345	27	2.26	-18 327	317 000	1.03	1.95	0.6346	345 242	3.50	17.96	1.9781
	0.2084	0.2605	345 690	345	27	2.26	-11 769	259 400	0.84	1.95	0.5942	279 947	3.50	24.04	2.5385
	0.2232	0.2790	690 1035	345	27	2.26	-5 210	198 700	0.65	1.95	0.5537	212 965	3.50	30.69	3.1514
34	0.1482	0.1853	0 345	345	27	2.26	-45 618	511 000	1.88	1.95	0.8156	534 891	3.50	5.46	0.8259
	0.2133	0.2666	345 690	345	27	2.26	-29 079	415 400	1.38	1.95	0.7092	447 248	3.50	9.66	1.2130
	0.2279	0.2849	690 1035	345	27	2.26	-12 661	296 300	0.96	1.95	0.6197	321 889	3.50	20.47	2.2094

DRIFT Y

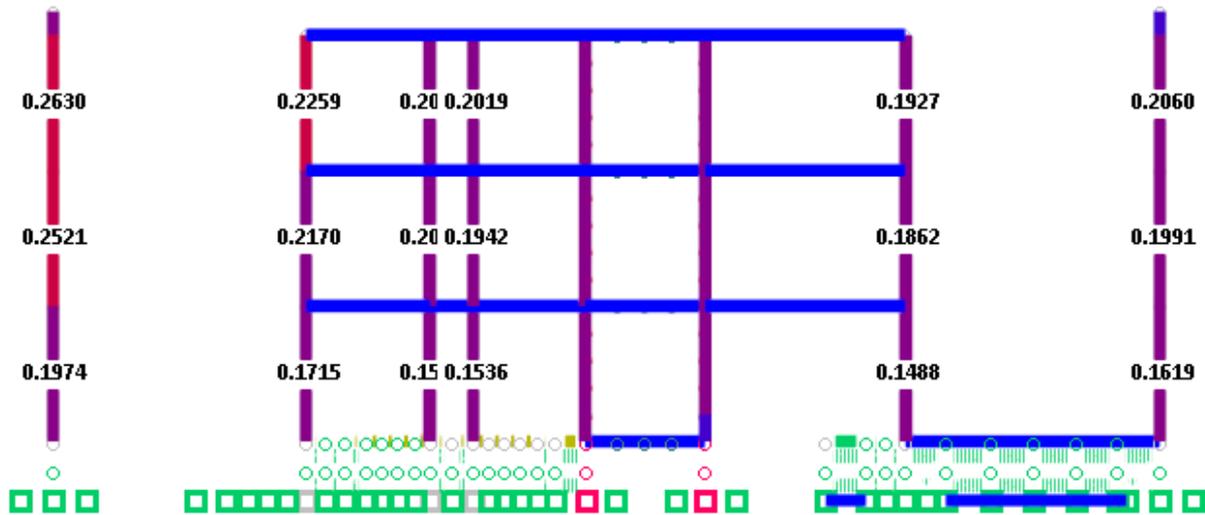
Piano XZ Y = 0 cm



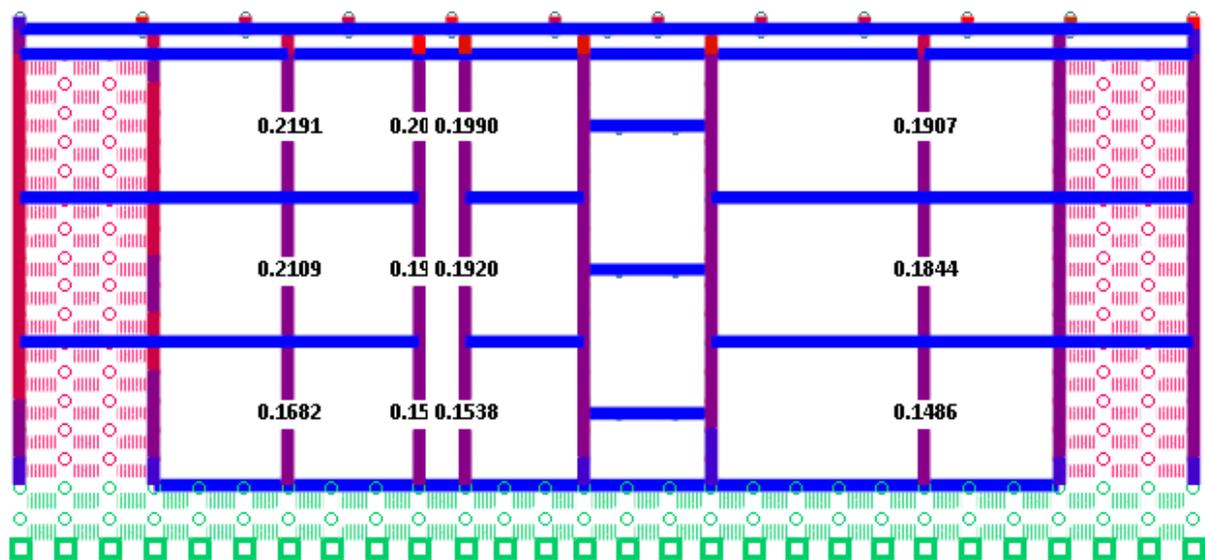
Piano XZ Y = 650 cm



Piano XZ Y = 1120 cm



Piano XZ Y = 1570 cm



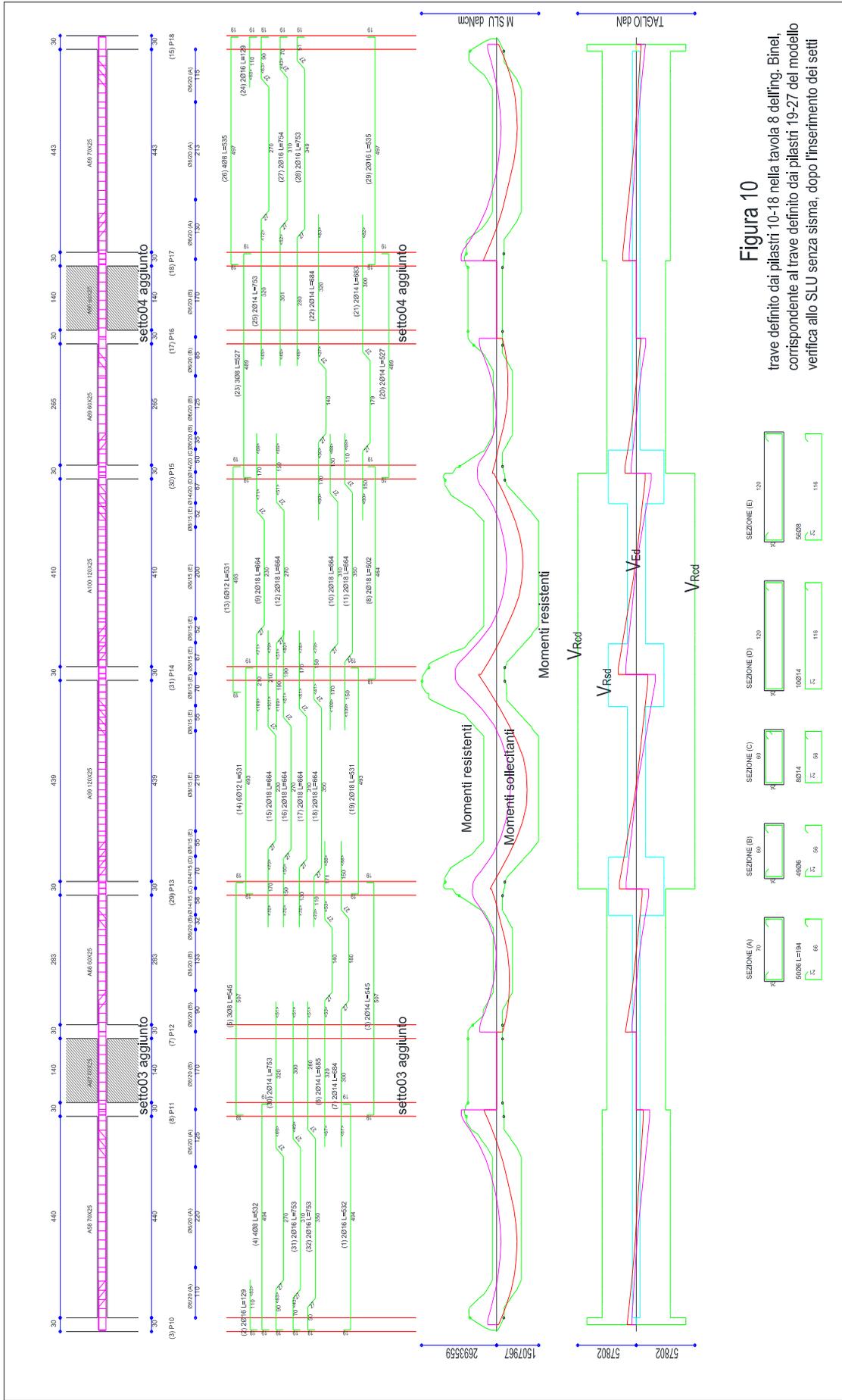
PILASTRO	drift effettivo x100 nella condizione (S) SLU SISMA V PRINCIPALE	drift effettivo moltiplicato per 1,25	interpiano	Δz	h _o (cm)	armatura sup	armatura inf (cm ²)	N (daN) in condizione quasi permanente	curvatura pilastro in fase elastica				curvatura pilastro in fase plastica			
									M d uit (daNcm)	ε _{concrete} ‰	ε _{steel} ‰	drift max x100	M d uit (daNcm)	ε _{concrete} ‰	ε _{steel} ‰	drift max x100
02	0.1965	0.2456	0 345	345	27	2.26	-45 293	479 500	1.68	1.95	0.7731	506 331	3.50	6.63	0.9337	
	0.2564	0.3205	345 690	345	27	2.26	-28 255	375 500	1.23	1.95	0.6772	407 593	3.50	12.00	1.4287	
	0.2688	0.3360	690 1035	345	27	2.26	-11 191	252 800	0.82	1.95	0.5899	272 501	3.50	24.70	2.5993	
03	0.1804	0.2255	0 345	345	27	2.26	-48 736	571 500	2.58	1.95	0.9647	583 360	3.50	3.22	0.6194	
	0.2360	0.2950	345 690	345	27	2.26	-32 917	488 200	1.73	1.95	0.7837	514 842	3.50	6.30	0.9033	
	0.2475	0.3094	690 1035	345	27	2.26	-17 235	345 000	1.26	1.95	0.6836	375 800	3.50	14.80	1.6868	
05	0.1496	0.1870	0 345	345	27	2.26	-47 146	565 500	2.47	1.95	0.9413	579 027	3.50	3.47	0.6425	
	0.1878	0.2348	345 690	345	27	2.26	-31 829	478 900	1.67	1.95	0.7709	506 318	3.50	6.69	0.9393	
	0.1957	0.2446	690 1035	345	27	2.26	-16 647	339 500	1.11	1.95	0.6517	369 809	3.50	15.40	1.7421	
06	0.1578	0.1973	0 345	345	27	2.26	-45 794	483 000	1.70	1.95	0.7773	510 148	3.50	6.52	0.9236	
	0.1957	0.2446	345 690	345	27	2.26	-28 565	378 400	1.24	1.95	0.6794	410 564	3.50	12.00	1.4287	
	0.2028	0.2535	690 1035	345	27	2.26	-11 314	253 300	0.83	1.95	0.5910	273 086	3.50	20.63	2.2242	
10	0.2021	0.2526	0 345	345	27	2.26	-42 942	518 900	1.94	1.95	0.8284	541 604	3.50	5.17	0.7991	
	0.2605	0.3256	345 690	345	27	2.26	-27 782	414 500	1.38	1.95	0.7085	446 416	3.50	9.71	1.2176	
	0.2724	0.3405	690 1035	345	27	2.26	-12 725	278 500	0.91	1.95	0.6091	301 517	3.50	22.17	2.3661	
13	0.1645	0.2056	0 345	345	27	2.26	-50 473	534 000	2.07	1.95	0.8561	554 122	3.50	4.64	0.7503	
	0.2105	0.2631	345 690	345	27	2.26	-30 237	410 000	1.36	1.95	0.7049	442 225	3.50	9.95	1.2397	
	0.2197	0.2746	690 1035	345	27	2.26	-10 255	241 500	0.79	1.95	0.5827	259 885	3.50	25.89	2.7090	
14	0.1471	0.1839	0 345	345	27	2.26	-65 182	873 500	1.93	1.95	0.8263	914 248	3.50	5.23	0.8047	
	0.1875	0.2344	345 690	345	27	2.26	-39 682	664 200	1.30	1.95	0.6921	719 493	3.50	10.66	1.3052	
	0.1953	0.2441	690 1035	345	27	2.26	-14 030	384 500	0.75	1.95	0.5750	416 133	3.50	30.92	3.1726	
15	0.1458	0.1823	0 345	345	27	2.26	-45 422	516 500	1.92	1.95	0.8250	539 416	3.50	5.23	0.8047	
	0.1826	0.2283	345 690	345	27	2.26	-27 190	393 500	1.30	1.95	0.6921	425 856	3.50	10.97	1.3338	
	0.1891	0.2364	690 1035	345	27	2.26	-9 231	236 500	0.77	1.95	0.5793	254 342	3.50	26.42	2.7578	
18	0.1629	0.2036	0 345	345	27	2.26	-43 143	520 200	1.95	1.95	0.8306	542 655	3.50	5.12	0.7945	
	0.2011	0.2514	345 690	345	27	2.26	-27 923	415 000	1.38	1.95	0.7092	446 996	3.50	9.68	1.2149	
	0.2081	0.2601	690 1035	345	27	2.26	-12 806	279 600	0.91	1.95	0.6091	302 833	3.50	22.01	2.3514	
19	0.1974	0.2468	0 345	345	27	2.26	-53 082	525 300	1.99	1.95	0.8391	546 878	3.50	4.95	0.7789	
	0.2521	0.3151	345 690	345	27	2.26	-32 924	411 500	1.35	1.95	0.7028	443 615	3.50	9.88	1.2333	
	0.2630	0.3288	690 1035	345	27	2.26	-12 775	260 500	0.85	1.95	0.5963	281 233	3.50	23.92	2.5274	
20	0.1715	0.2144	0 345	345	27	2.26	-56 050	533 600	2.06	1.95	0.8540	553 947	3.50	4.64	0.7503	
	0.2170	0.2713	345 690	345	27	2.26	-33 856	409 000	1.35	1.95	0.7028	441 252	3.50	10.02	1.2462	
	0.2259	0.2824	690 1035	345	27	2.26	-11 683	236 800	0.77	1.95	0.5793	254 607	3.50	26.40	2.7560	
21	0.1586	0.1983	0 345	345	27	2.26	-31 617	359 700	1.18	1.95	0.6666	391 354	3.50	13.48	1.5651	
	0.2001	0.2501	345 690	345	27	2.26	-18 667	276 400	0.90	1.95	0.6069	299 181	3.50	22.32	2.3799	
	0.2081	0.2601	690 1035	345	27	2.26	-6 061	183 900	0.60	1.95	0.5431	197 120	3.50	32.41	3.3100	
22	0.1536	0.1920	0 345	345	27	2.26	-18 939	325 900	1.05	1.95	0.6389	355 020	3.50	16.86	1.8767	
	0.1942	0.2428	345 690	345	27	2.26	-11 387	251 000	0.82	1.95	0.5899	270 553	3.50	24.88	2.6159	
	0.2019	0.2524	690 1035	345	27	2.26	-3 384	172 200	0.55	1.95	0.5324	184 770	3.50	33.81	3.4390	
25	0.1488	0.1860	0 345	345	27	2.26	-65 493	568 200	2.52	1.95	0.9519	581 084	3.50	3.36	0.6323	
	0.1862	0.2328	345 690	345	27	2.26	-39 539	453 000	1.53	1.95	0.7411	482 067	3.50	7.81	1.0425	
	0.1927	0.2409	690 1035	345	27	2.26	-13 687	260 500	0.85	1.95	0.5963	281 113	3.50	23.91	2.5265	
26	0.1619	0.2024	0 345	345	27	2.26	-53 391	527 000	2.01	1.95	0.8433	548 388	3.50	4.88	0.7724	
	0.1991	0.2489	345 690	345	27	2.26	-33 165	413 800	1.37	1.95	0.7070	445 826	3.50	9.75	1.2213	
	0.2060	0.2575	690 1035	345	27	2.26	-12 946	262 600	0.85	1.95	0.5963	283 588	3.50	23.71	2.5081	
29	0.1682	0.2103	0 345	345	27	2.26	-32 588	460 500	1.57	1.95	0.7496	489 289	3.50	3.36	0.6323	
	0.2109	0.2636	345 690	345	27	2.26	-21 521	369 500	1.21	1.95	0.6730	401 498	3.50	12.68	1.4914	
	0.2191	0.2739	690 1035	345	27	2.26	-10 019	266 200	0.87	1.95	0.5997	287 662	3.50	23.34	2.4739	
30	0.1569	0.1961	0 345	345	27	2.26	-21 551	355 500	1.16	1.95	0.6623	386 972	3.50	13.82	1.5965	
	0.1952	0.2440	345 690	345	27	2.26	-14 933	296 200	0.96	1.95	0.6197	321 795	3.50	20.47	2.2094	
	0.2022	0.2528	690 1035	345	27	2.26	-8 271	232 000	0.76	1.95	0.5771	249 295	3.50	26.93	2.8049	
31	0.1538	0.1923	0 345	345	27	2.26	-18 327	317 000	1.03	1.95	0.6346	345 242	3.50	17.96	1.9781	
	0.1920	0.2400	345 690	345	27	2.26	-11 769	259 400	0.84	1.95	0.5942	279 947	3.50	24.04	2.5385	
	0.1990	0.2488	690 1035	345	27	2.26	-5 210	198 700	0.65	1.95	0.5537	212 965	3.50	30.69	3.1514	
34	0.1486	0.1858	0 345	345	27	2.26	-45 618	511 000	1.88	1.95	0.8156	534 891	3.50	5.46	0.8259	
	0.1844	0.2305	345 690	345	27	2.26	-29 079	415 400	1.38	1.95	0.7092	447 248	3.50	9.66	1.2130	
	0.1907	0.2384	690 1035	345	27	2.26	-12 661	296 300	0.96	1.95	0.6197	321 889	3.50	20.47	2.2094	

Dal confronto dei DRIFTS effettivi con i DRIFTS massimi si può dedurre che i pilastri considerati come elementi secondari e non inglobati nei setti di nuova costruzione mantengono la loro capacità portante nei confronti delle azioni verticali.

Occorre ancora aggiungere che la verifica allo SLU (senza sisma perché come già detto in precedenza le forze orizzontali sono assorbite dai nuovi setti) dei pilastri soggetti appunto alla sola

sollecitazione assiale, presenta alcune criticità per quasi tutti i pilastri, se si considera (NTC2018 4.1.2.3.4.2) la componente flettente M_{Ed} e N_{Ed} , con eccentricità e pari a 1/200 dell'altezza libera di inflessione e comunque non minore di 2 cm.

Il trave del solaio tipo individuato dai pilastri 19-27 della tavola 8 del progetto Binel, verificato alle tensioni ammissibili e riportato nella figura 04, è stato verificato nella nuova configurazione, dopo l'inserimento dei setti, allo SLU (senza sisma perché come già detto in precedenza le forze orizzontali sono assorbite dai nuovi setti): i risultati sono riportati nella figura 10, da cui si desume che il trave è sostanzialmente verificato a flessione, ma che le criticità della verifica a taglio non solo permangono, ma sono accentuate.



In conclusione, l'inserimento dei nuovi setti e la modifica delle fondazioni permette di adeguare sismicamente la struttura, a condizione però che i pilastri siano rinforzati, oltre che risarciti dai danneggiamenti conseguenti al passaggio degli impianti, che i travi siano rinforzati non tanto agli effetti flettenti quanto agli effetti taglianti ed infine che il getto di completamento del solaio sottotetto sia maggiorato per poter considerare il solaio stesso come piano rigido.

Il rinforzo dei pilastri può essere previsto sulla falsariga della soluzione del progetto del 2017 e/o delle proposte di variante dell'impresa (si tenga presente che in entrambe le soluzioni i pilastri non sono considerati come bielle, ragione per la quale il prof. Giordano obietta che i nodi non sono verificati, mentre invece sono considerati come bielle nella soluzione proposta dal sottoscritto).

Il rinforzo dei travi agli effetti taglianti può essere effettuato con barre d'acciaio verticali passanti nei travi (che normalmente sono nello spessore di solaio) ed imbullonate a piastre posizionate all'estradosso e all'intradosso dei travi stessi.

Stima sommaria delle opere strutturali da eseguire

							cls	acciaio	casseri elevazione	casseri fondazione
setto 01 e 02										
elevazione										
	3.60	0.30	13.00	2	28.08	m ³	28.08			
fondazione										
	2.00	5.30	0.60	2	12.72	m ³	12.72			
acciaio										
	200				8160.00	kg		8 160.00		
casseri elevazione										
	3.60		13.00	4	187.20	m ²			187.20	
casseri fondazione										
	2.00	5.30	0.60	2	17.52	m ²				17.52
setto 03 e 04										
elevazione										
	1.70	0.30	13.00	2	13.26	m ³	13.26			
fondazione										
	26.70	2.85	1.15	2	175.02	m ³	175.02			
acciaio										
	200				2.00	kg		2.00		
casseri elevazione										
	1.70		13.00	4	88.40	m ²			88.40	
casseri fondazione										
	26.70	2.85	1.15	2	135.93	m ²				135.93
setto 05 e 06										
elevazione										
	4.50	0.30	13.00	2	35.10	m ³	35.10			
fondazione										
	4.50	0.80	0.30	2	2.16	m ³	2.16			
acciaio										
	200				7452.00	kg		7 452.00		
casseri elevazione										
	4.50		13.00	4	234.00	m ²			234.00	
casseri fondazione										
	4.50	0.80	0.30	2	6.36	m ²				6.36
setto 07 e 08										
elevazione										
	3.20	0.30	13.00	2	24.96	m ³	24.96			
fondazione										
	3.20	2.50	0.45	2	7.20	m ³	7.20			
acciaio										
	200				6432.00	kg		6 432.00		
casseri elevazione										
	3.20		13.00	4	166.40	m ²			166.40	
casseri fondazione										
	3.20	2.50	0.45	2	10.26	m ²				10.26

							cls	acciaio	casseri elevazione	casseri fondazione
setto 09										
elevazione										
	3.00	0.30	13.00	1	11.70	m ³	11.70			
fondazione										
	3.90	3.00	1.00	1	11.70	m ³	11.70			
acciaio										
	200				4680.00	kg		4 680.00		
casseri elevazione										
	3.00		13.00	2	78.00	m ²			78.00	
casseri fondazione										
	3.90	3.00	1.00	1	13.80	m ²				13.80
							321.90	26 726.00	754.00	183.87
	448.00		€ 66.50		€ 29 792.00		demolizione solaio piano terra			
	321.90		€ 45.10		€ 14 517.62		demolizione murature perimetrali			
	321.90		€ 150.00		€ 48 284.78		cls			
	26 726.00		€ 1.50		€ 40 089.00		acciaio per c.a.			
	754.00		€ 40.00		€ 30 160.00		casseri per elevazione			
	183.87		€ 35.00		€ 6 435.45		casseri per fondazione			
	448.00		€ 45.00		€ 20 160.00		massetto con "igloo"			
rinforzi travi a taglio										
rinforzi pilastri										
							€ 140 000.00			circa 50% voce 38 progetto Zinghini 2017
							€ 329 438.85			
							€ 70 561.15			lavori in economia
							€ 400 000.00			
da progetto ing. Raso 2015										
nuovo ingresso										
							€ 65 537.41			
demolizioni sottotetto										
							€ 7 626.30			
demolizione copertura										
							€ 58 496.00			
nuova copertura										
							€ 408 139.51			
torrino (senza micropali)										
							€ 177 228.84			
nuovi locali piano terra										
							€ 127 522.49			
							€ 1 244 550.55			
opere provvisionali										
							€ 65 449.45			
							€ 1 310 000.00			

Si tenga presente che l'importo di € 1 310 000,00 non comprende le opere impiantistiche e di finitura, le sistemazioni esterne e neppure le opere relative alla messa a norma antincendio e di abbattimento delle barriere architettoniche.

A titolo comparativo può essere opportuno rilevare che i lavori di demolizione e ricostruzione di un edificio scolastico dell'ordine di grandezza di quello in esame sono stati stimati in € 1 850,00 ogni m² lordo di pavimento calpestabile, ciò che corrisponde per l'edificio in esame a 1 850,00 x 1344 = € 2 500 000,00 circa.



Auguste Fosson

Con la presente allego il file firmato digitalmente della consulenza tecnica relativa all'edificio della Scuola Media di Valtournenche, di cui ho inviato tre originali cartacei firmati per posta raccomandata.

Ringrazio per l'incarico ricevuto e, restando a disposizione, porgo distinti saluti.

Augusto Fosson

PARERE DI REGOLARITA' TECNICA

Sulla proposta n. 983/2019 del UFFICIO Ufficio Lavori Pubblici ad oggetto: ATTO DI INDIRIZZO RELATIVO AI LAVORI DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE ANTISISMICO E MESSA A NORMA ANTINCENDIO DELLA SCUOLA MEDIA DI VALTOURNENCHE si esprime parere FAVOREVOLE in ordine alla regolarità tecnica ai sensi dell'articolo 33, comma 3 del vigente Statuto Comunale;

Valtournenche li, 02/10/2019

Sottoscritto dal Responsabile
(FAVRE FRANCESCO)
con firma digitale

PARERE DI LEGITTIMITA'

Sulla proposta n. 983/2019 del UFFICIO Ufficio Lavori Pubblici ad oggetto: ATTO DI INDIRIZZO RELATIVO AI LAVORI DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE ANTISISMICO E MESSA A NORMA ANTINCENDIO DELLA SCUOLA MEDIA DI VALTOURNENCHE si esprime parere FAVOREVOLE ai sensi dell'art. 49bis, comma 2 della Legge Regionale 7 dicembre 1998, n. 54, sotto il profilo della legittimità.

Valtournenche li, 03/10/2019

Sottoscritto dal Segretario Comunale
(MACHET CRISTINA)
con firma digitale

RELAZIONE DI PUBBLICAZIONE

Delibera N. 133 del 02/10/2019

Oggetto: ATTO DI INDIRIZZO RELATIVO AI LAVORI DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE ANTISISMICO E MESSA A NORMA ANTINCENDIO DELLA SCUOLA MEDIA DI VALTOURNENCHE.

Attesto che la presente delibera verrà pubblicata all'Albo Pretorio di questo Comune per quindici giorni consecutivi e precisamente dal 14/10/2019 al 29/10/2019 ai sensi dell'art. 52 bis della L.R. 07/12/1998 n. 54 e ss.mm.ii. e che la stessa è esecutiva a far data dal primo giorno di pubblicazione ai sensi dell'art 52 ter della L.R. 07/12/1998 n. 54 e ss.mm.ii

Valtournenche li, 14/10/2019

Sottoscritta dal Segretario Comunale
(MACHET CRISTINA)
con firma digitale