

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG

NGUYỄN VĂN QUYỀN

**NGHIÊN CỨU GIẢI PHÁP KẾT CẤU TRUYỀN LỰC CHO
BẢN BÊ TÔNG TRÊN MẶT NỀN**

LUẬN VĂN THẠC SĨ KỸ THUẬT
**CHUYÊN NGÀNH: KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH DÂN DỤNG VÀ
CÔNG NGHIỆP**

MÃ SỐ: 60.58.02.08

Người hướng dẫn khoa học:

TS. Đỗ Trọng Quang

Hải Phòng, tháng 5 năm 2017

LỜI CẢM ƠN

Trong quá trình nghiên cứu và thực hiện đề tài, tác giả đã nhận được sự quan tâm, hướng dẫn tận tình của Thầy giáo TS. Đỗ Trọng Quang, cùng nhiều ý kiến đóng góp của các thầy cô giáo, các cán bộ Khoa xây, hội đồng khoa-đào tạo, Ban giám hiệu nhà trường Đại học dân lập Hải phòng đã giúp đỡ, chỉ dẫn tác giả trong quá trình học tập và nghiên cứu.

Tác giả xin cảm ơn cơ quan nơi tác giả đang công tác, gia đình đã tạo điều kiện, động viên cho tác giả trong suốt quá trình học tập và nghiên cứu.

Cuối cùng, tác giả xin gửi lời cảm ơn chân thành đến bạn bè cùng lớp đã luôn nhiệt tình giúp đỡ để tác giả hoàn thành tốt Luận văn này. Do thời gian nghiên cứu và thực hiện đề tài không nhiều và trình độ của tác giả có hạn, mặc dù đã hết sức cố gắng nhưng trong Luận văn sẽ không tránh khỏi những thiếu sót, tác giả rất mong nhận được những ý kiến đóng góp của các Thầy cô giáo cùng các bạn trong lớp để Luận văn hoàn thiện hơn.

Hải phòng, ngày 25 tháng 4 năm 2017

Tác giả luận văn

Nguyễn Văn Quyền

LỜI CAM ĐOAN

Tên tôi là: Nguyễn Văn Quyền

Sinh ngày 26-10-1981

Nơi sinh : Bãi cháy, T.P Hạ Long, tỉnh Quảng Ninh

Nơi công tác : Công ty Cổ phần tư vấn xây dựng thủy lợi và công nghệ

QN

Tôi xin cam đoan Luận văn tốt nghiệp Cao học ngành Kỹ sư xây dựng công trình dân dụng và công nghiệp với đề tài ‘ Nghiên cứu giải pháp kết cấu truyền lực cho bản bê tông trên mặt nền ’ là luận văn do cá nhân tôi thực hiện và là công trình nghiên cứu của riêng tôi. Các số liệu, kết quả nêu trong Luận văn là trung thực và chưa từng được công bố trong bất cứ công trình khoa học nào khác

Hải phòng, ngày 25 tháng 4 năm 2017

Tác giả luận văn

Nguyễn Văn Quyền

MỤC LỤC

MỞ ĐẦU	10
CHƯƠNG 1: GIỚI THIỆU CHUNG, NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN	9
1. GIỚI THIỆU CHUNG	9
2. NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN	12
3. KẾT LUẬN NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN	25
4. MỤC TIÊU CỦA ĐỀ TÀI	26
5. PHẠM VI NGHIÊN CỨU	26
6. ĐỐI TƯỢNG NGHIÊN CỨU	27
CHƯƠNG 2: MÔ HÌNH VÀ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM	28
2.1 MÔ HÌNH THÍ NGHIỆM	28
2.1.1 KẾT CẤU KHUNG THÍ NGHIỆM:	28
2.1.2 CÁC MẪU THÍ NGHIỆM	31
2.1.3 ĐẶC TRƯNG VẬT LIỆU	32
2.1.4 BỐ TRÍ CỐT THÉP:	32
2.1.5 THIẾT BỊ THÍ NGHIỆM	32
2.1.6 ĐỒ BÊ TÔNG MẪU THÍ NGHIỆM	34
2.1.7 QUI TRÌNH GIA TẢI	35
2.2 KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM	35
2.2.1 SO SÁNH VỚI KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM TRƯỚC ĐÓ:	35
2.2.2 CHUYỂN VỊ TƯƠNG ĐỐI CỦA MỐI NỐI	36
2.2.3 HIỆU QUẢ TRUYỀN LỰC – Load Transfer Efficiency (LTE)	40
2.2.4 CHUYỂN VỊ TƯƠNG ĐỐI CỦA THÉP BẢN TRUYỀN LỰC HÌNH THOI	43
CHƯƠNG 3 : MÔ HÌNH HÓA MÁY TÍNH	48
SO SÁNH KẾT QUẢ TỪ MÔ HÌNH HÓA VÀ THÍ NGHIỆM	48
3.1 GIỚI THIỆU CHUNG	48
3.2 XÂY DỰNG MÔ HÌNH	49
3.3 KẾT QUẢ MÔ HÌNH PHẦN TỬ HỮU HẠN	51

3.4 SO SÁNH KẾT QUẢ TỪ MÔ HÌNH HÓA VÀ THÍ NGHIỆM.....	53
3.4.1 TẢI TRỌNG PHÁ HOẠI	54
3.4.2 CHUYỂN VỊ TƯƠNG ĐỐI CỦA MÔI NỐI:.....	54
3.4.3 CHUYỂN VỊ TƯƠNG ĐỐI CỦA THÉP BẢN TRUYỀN LỰC.....	57
3.4.4 SO SÁNH HIỆU QUẢ KINH TẾ CỦA CÁC LOẠI THANH TRUYỀN LỰC 60	
3.4.5 NHỮNG SAI SÓT TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG VÀ SỬ DỤNG Ở VIỆT NAM HIỆN NAY.	63
KẾT LUẬN VÀ HƯỚNG NGHIÊN CỨU TIẾP	64
* KẾT LUẬN.....	64
VỀ MẶT THÍ NGHIỆM:.....	64
VỀ MẶT MÔ HÌNH HÓA MÁY TÍNH.....	64
* HƯỚNG NGHIÊN CỨU TIẾP	65
TÀI LIỆU THAM KHẢO	66

DANH SÁCH HÌNH VẼ

Hình 1. 1 Thanh truyền lực lắp đặt sai bị cong khi mối nối mở rộng [11]	12
Hình 1. 2 Bản bê tông nứt theo phương vuông góc với trục thanh [11].....	13
Hình 1. 3 Nứt gãy gây ra bởi thanh truyền lực tại góc bản [11]	13
Hình 1. 4 Thanh truyền lực hình vuông, tám bản hình thoi, hình alpha [13]	14
Hình 1. 5 Tám truyền lực hình chữ nhật [14].....	14
Hình 1. 6 Quan hệ tải trọng-biến dạng của thanh truyền lực trong bê tông	15
Hình 1. 7 Sự phân phối tải trọng trong nhóm thanh truyền lực [21]	17
Hình 1. 8 Chuyển vị của thanh truyền lực ngang qua bề rộng mối nối [21]	18
Hình 1. 9 Ảnh hưởng của bề rộng mối nối đến hiệu quả truyền lực [9].....	19
Hình 1. 10 Sơ đồ mô hình thí nghiệm của Bush và Manava năm 2000 [24].....	20
Hình 1. 11 Biến dạng trong bê tông của thanh truyền lực [24].....	20
Hình 1. 12 Sơ đồ thí nghiệm của Wong và Williams năm 2003 [16]	22
Hình 1. 13 Quan hệ tải trọng-chuyển vị mối nối với các hệ truyền lực khác nhau [16]	22
Hình 1. 14 Phân bố ứng suất uốn trên bề mặt thép bản truyền lực dày 6 mm [25]	24
Hình 1. 15 Thép truyền lực hình thoi trước và sau khi bản bê tông co ngót [25]	24
Hình 1. 16 Ứng suất tập trung xung quanh thanh truyền lực [26].....	25
Hình 2. 1 Toàn cảnh bố trí lắp đặt thí nghiệm.....	28
Hình 2. 2 Sơ đồ kết cấu của thí nghiệm	28
Hình 2. 3 Hình chiếu đứng và chiếu bằng của mô hình thí nghiệm	30
Hình 2. 4 Thép bản truyền lực hình thoi và hộp nhựa	31
Hình 2. 5 Vị trí bố trí lưới thép trong bản bê tông	32
Hình 2. 6 Bố trí thiết bị đo trên mô hình thí nghiệm.....	34
Hình 2. 7 So sánh chuyển vị tương đối của Mẫu 1 và 2	38
Hình 2. 8 So sánh chuyển vị tương đối của Mẫu 3 và 4	38
Hình 2. 9 So sánh chuyển vị tương đối của Mẫu 5 và 6	39

Hình 2. 10 So sánh chuyển vị tương đối của Mẫu 1 và 5	39
Hình 2. 11 So sánh chuyển vị tương đối của Mẫu 2 và 6	40
Hình 2. 12 Hiệu quả truyền lực của mối nối Mẫu 1.....	41
Hình 2. 13 Hiệu quả truyền lực của mối nối mẫu 2.....	41
Hình 2. 14 Hiệu quả truyền lực của mối nối Mẫu 3.....	42
Hình 2. 15 Hiệu quả truyền lực của mối nối Mẫu 5.....	42
Hình 2. 16 Hiệu quả truyền lực của mối nối Mẫu 6.....	42
Hình 2. 17 Vị trí cảm biến - LVDT đo chuyển vị của thép bản truyền lực.....	44
Hình 2. 18 Chuyển vị của thép bản truyền lực tại các điểm L1, 2, 3, 4 Mẫu 1 .	44
Hình 2. 19 Chuyển vị của thép bản truyền lực tại các điểm L1, 2, 3, 4 Mẫu 3 .	45
Hình 2. 20 Chuyển vị của thép bản truyền lực hình thoi tại các điểm L1, 2, 3, 4 Mẫu 5.....	45
Hình 2. 21 Chuyển vị của thép bản truyền lực tại các điểm L7,8,9 Mẫu 1	46
Hình 2. 22 Chuyển vị của thép bản truyền lực tại các điểm L7,8,9 Mẫu 3	47
Hình 2. 23 Chuyển vị của thép bản truyền lực tại các điểm L7,8,9 Mẫu 5	47
Hình 3. 1 Sơ đồ lưới phần tử mô hình hóa thí nghiệm	49
Hình 3. 2 Phần tử khối 8 nút HX8M.....	50
Hình 3. 3 Lưới phần tử tấm bê tông và vị trí của thép truyền lực trong bản	50
Hình 3. 4 Lưới phần tử thép truyền thép tấm truyền lực hình thoi	51
Hình 3. 5 Chuyển vị của mô hình tổng thể	51
Hình 3. 6 Chuyển vị theo mặt cắt dọc qua điểm giữa thép bản hình thoi.....	52
Hình 3. 7 Biến dạng của thép tấm truyền lực (hệ số khuếch đại 230).....	52
Hình 4. 1 Vị trí đặt các thiết bị đo trên mẫu thí nghiệm	53
Hình 4. 2 So sánh chuyển vị tương đối giữa thí nghiệm và mô hình máy tính (Mẫu 1).....	55
Hình 4. 3 So sánh chuyển vị tương đối giữa thí nghiệm và mô hình máy tính (Mẫu 2).....	55
Hình 4. 4 Chuyển vị tương đối mối nối giữa thí nghiệm và mô hình máy tính (Mẫu 3).....	56

Hình 4. 5 Chuyển vị tương đối mỗi nối giữa thí nghiệm và mô hình máy tính (Mẫu 5).....	56
Hình 4. 6 Chuyển vị tương đối mỗi nối giữa thí nghiệm và mô hình máy tính (Mẫu 6).....	57
Hình 4. 7 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 1; tải 20,40 kN	58
Hình 4. 8 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 1; tải 60,80 kN	58
Hình 4. 9 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 1; điểm 5-4-6; 60 kN.....	59
Hình 4. 10 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 1; điểm 5-4-6; 80 kN.....	59
Hình 4. 11 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 3; điểm 1-4; 60 KN	59
Hình 4. 12 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 3; điểm 5-4-6; 60 KN.....	60

DANH SÁCH BẢNG SỐ LIỆU

Bảng 2. 1 Thông số cơ bản của các mẫu thí nghiệm.....	31
Bảng 2. 2 Bảng so sánh kết quả thí nghiệm.....	36
Bảng 2. 3 Tải trọng phá hoại và tải trọng tại chuyển vị tương đối	37
Bảng 2. 4 Kích thước và khoảng cách của các thanh truyền lực.....	59
Bảng 2. 5 Bảng tổ hợp khối lượng của các thanh truyền lực.....	61

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Hiện nay cùng với sự phát triển kinh tế, mật độ xe chạy trên đường ngày càng tăng, trọng lượng xe cơ giới ngày càng nặng, cảng biển, bãi container, nhà kho, nhà công nghiệp, siêu thị ngày càng được mở rộng và xây dựng mới, khả năng sản xuất xi măng trong nước ngày càng dồi dào... Vì vậy việc nghiên cứu áp dụng rộng rãi bản bê tông xi măng vào xây dựng công trình ở nước ta là một vấn đề quan trọng và cấp thiết.

Tuy nhiên, mặt đường hay mặt nền bê tông xi măng thông thường tồn tại các khe nối, vừa làm phức tạp thêm cho việc thi công và duy tu, bảo dưỡng, vừa tốn kém, lại vừa ảnh hưởng đến chất lượng khai thác xe chạy không êm thuận. Khe nối lại là chỗ yếu nhất của mặt đường bê tông xi măng, khiến cho chúng dễ bị phá hoại ở cạnh và góc tấm, mặt đường có độ ồn lớn, độ hao mòn lớp xe cao. Khi mặt đường bê tông xi măng bị hư hỏng thì rất khó sửa chữa, tốn kém, trong quá trình sửa chữa ảnh hưởng đến việc đảm bảo giao thông.

Mối nối được sử dụng trong bản bê tông trên mặt nền để nhằm mục đích kiểm soát các vết nứt gãy của bê tông do co ngót, sự thay đổi về độ ẩm và nhiệt độ theo chiều dày của bản bê tông. Mối nối có thể song song hoặc vuông góc với hướng di chuyển của phương tiện giao thông lần lượt được gọi là mối nối dọc hoặc mối nối ngang. Việc sử dụng mối nối làm cho các vết nứt trong bản bê tông trên mặt nền không phát triển hoặc được phát triển một cách có kiểm soát. Sự tồn tại của mối nối có thể tạo ra một khu vực yếu hơn trong bản bê tông. Vì vậy, mối nối cần được thiết kế để đáp ứng và duy trì được sự toàn vẹn cũng như là đảm bảo độ bền của mối nối. Do đó, việc nghiên cứu giải pháp kết cấu truyền lực cho bản bê tông trên mặt nền đối với các công trình giao thông, ta cũng có thể áp dụng vào việc thi công các công trình như sàn nhà công nghiệp, nhà xưởng, bến đỗ sân bay, khu vực kiểm soát vé, trạm cân là yếu tố cần thiết và có ý nghĩa thực tiễn.

2. Đối tượng, phương pháp và phạm vi nghiên cứu

Trong đề tài này, tác giả đã nghiên cứu sự làm việc của thép bản truyền lực hình thoi.

Hiệu quả truyền lực của mối nối, và sự chuyển vị của thép bản truyền lực hình thoi khi chịu tác dụng của tải trọng tĩnh.

3. Mục đích nghiên cứu

Nghiên cứu sự truyền lực của mối nối qua thép bản truyền lực hình thoi.

4. Nội dung nghiên cứu

- Trình bày mô hình kết cấu thí nghiệm.
- So sánh với kết quả thí nghiệm tương tự trước đó.
- Chuyển vị tương đối của của mối nối.
- Hiệu quả truyền lực.
- Chuyển vị tương đối của thép bản truyền lực hình thoi.
- Kết quả mô hình hóa máy tính.
- So sánh kết quả từ mô hình hóa với thí nghiệm.

CHƯƠNG 1: GIỚI THIỆU CHUNG, NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Bê tông trên mặt nền được sử dụng làm nền nhà công nghiệp, nhà dân dụng, nhà kho, bến cảng, sân bay và đường giao thông có lưu lượng xe lớn và tỉ lệ xe nặng cao nhờ có những ưu điểm sau:

Về mặt cường độ và tuổi thọ: cường độ và khả năng chịu lực lớn. Tuổi thọ của loại nền này thông thường từ 30-50 năm do vậy ít gây ra gián đoạn sử dụng.

Về mặt khai thác: công tác duy tu bảo dưỡng đơn giản, ít kinh phí. Độ nhám của mặt nền có thể khống chế do vậy độ bám khá tốt và ít bị ảnh hưởng khi trời mưa. Mặt đường có màu sáng nên thuận lợi cho các phương tiện giao thông chạy vào ban đêm và không có nguy cơ chảy nhựa. Độ cứng của bê tông giữ cho mặt nền, mặt đường bê tông trơn láng lâu dài sau khi xây dựng, điều này còn giúp bánh xe dễ lăn hơn, tăng hiệu quả sử dụng nhiên liệu của phương tiện [1].

Về mặt thi công: có thể cơ giới hóa trong quá trình thi công, tạo dây truyền đồng bộ do vậy dễ kiểm soát chất lượng. Tốc độ dây truyền khá lớn, thuận lợi cho công tác lập tiến độ thi công [2].

Về mặt môi trường: hạn chế tối đa đến ảnh hưởng của môi trường do lượng nhiên liệu tiêu thụ thấp (0.8-6.9%) giúp giảm lượng khí thải CO₂, SO₂ từ xe cộ. Khi so sánh với mặt đường asphalt, nhiệt độ bề mặt đường bê tông có thể giảm được 10°C, điều này sẽ đóng góp hiệu quả nhất định trong việc giảm nhiệt độ đường đô thị. Tận dụng nguyên vật liệu trong nước, ít biến động giá cả so với nhựa đường (phải nhập khẩu). Mặt khác bê tông xi măng (BTXM) tại cuối thời kỳ khai thác có thể tái chế thành đá dăm dùng làm lớp móng cho tuyến đường mới [1] hoặc sử dụng làm cốt liệu trong các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp.

Hiện trạng sử dụng mặt đường bê tông ở các nước: Hiện nay hầu hết các nước phát triển và đang phát triển đều chú trọng xây dựng và sử dụng bê tông xi măng làm mặt nền. Theo PGS. TS Phạm Huy Khang [2] ở Mỹ và một số nước Châu Âu mặt đường BTXM chiếm khoảng 85-90% các đường cao tốc. Ở pháp và

các nước Tây Âu tỉ lệ này là 65-80%. Ở Trung Quốc hầu hết các đường trục chính, đường cao tốc đều bằng bê tông xi măng. Ở Nhật 100% các loại đường nông thôn, đường phố chính đều sử dụng BTXM. Ở Thái Lan, Malayxia, 65% đường cao tốc bằng BTXM.

Tại Việt Nam, mặt đường BTXM được xây dựng ở nước ta từ trước năm 1945, một số sân bay, một vài đoạn đường ô tô chiều dày 15-18 cm bê tông mác 150-200 thi công theo phương pháp thủ công đơn giản. Tuy vậy thời gian sử dụng của những đoạn đường này cũng được trên 20-25 năm. Từ năm 1954 đến năm 1975 ở miền Bắc tiếp tục khôi phục cải tạo và làm mới một số sân bay và đường ô tô bằng BTXM như sân bay Nội Bài, đường ô tô ở thị trấn Xuân Hoà (Hà Nội), đường Hùng Vương và quảng trường Ba Đình (Hà Nội)... Bằng phương pháp thi công thủ công kết hợp với một số thiết bị cải tiến, chúng ta đã có thể thi công các loại mặt đường BTXM, kể cả mặt đường bê tông cốt thép hiện đại đảm bảo chất lượng (như kết cấu mặt đường của đường Hùng Vương). Ở miền Nam, Mỹ cũng đã từng sử dụng mặt đường BTXM làm một số sân bay và vài đoạn đường ô tô bằng BTXM. Từ năm 1975 đến nay, nhà nước tập trung xi măng cho các nhu cầu khôi phục kinh tế và xây dựng nhà ở nên loại mặt đường BTXM chưa được phát triển [2]. Theo báo cáo của Bộ Giao thông vận tải (Quy hoạch phát triển giao thông vận tải đường bộ Việt Nam đến năm 2020 và định hướng đến năm 2030) [3] tổng chiều dài đường bộ nước ta có trên 258.200 km, trong đó loại mặt đường BTXM chỉ chiếm khoảng 2,67%. Hiện nay, đang triển khai hệ thống đường tuần tra biên giới với khoảng 11.000 km và dự án Đường Đông Trường Sơn có chiều dài khoảng 400 km sử dụng kết cấu mặt đường BTXM.

Hiện nay cùng với sự phát triển kinh tế, mật độ xe chạy trên đường ngày càng tăng, trọng lượng xe cơ giới ngày càng nặng, cảng biển, bãi container, nhà kho, nhà công nghiệp, siêu thị ngày càng được mở rộng và xây dựng mới, khả năng sản xuất xi măng trong nước ngày càng dồi dào... Vì vậy việc nghiên cứu áp dụng rộng rãi bản BTXM vào xây dựng công trình ở nước ta là một vấn đề quan trọng và cấp thiết.

Tuy nhiên, mặt đường (mặt nền) BTXM thông thường tồn tại các khe nối, vừa làm phức tạp thêm cho việc thi công và duy tu, bảo dưỡng, vừa tốn kém, lại vừa ảnh hưởng đến chất lượng khai thác xe chạy không êm thuận. Khe nối lại là chỗ yếu nhất của mặt đường BTXM, khiến cho chúng dễ bị phá hoại ở cạnh và góc tấm, mặt đường có độ ồn lớn, độ hao mòn lớp xe cao. Khi mặt đường BTXM bị hư hỏng thì rất khó sửa chữa, tốn kém, trong quá trình sửa chữa ảnh hưởng đến việc đảm bảo giao thông [3].

Mối nối được sử dụng trong bản bê tông trên mặt nền để nhằm mục đích kiểm soát các vết nứt gãy của bê tông do co ngót, sự thay đổi về độ ẩm và nhiệt độ theo chiều dày của bản bê tông [4] [5, 6]. Mối nối có thể song song hoặc vuông góc với hướng di chuyển của phương tiện giao thông lần lượt được gọi là mối nối dọc hoặc mối nối ngang. Trong thực tế, có ba loại mối nối cơ bản được sử dụng: mối nối co ngót (khe co), mối nối dẫn nở (khe dẫn) và mối nối xây dựng [5]. Việc sử dụng mối nối làm cho các vết nứt trong bản bê tông trên mặt nền không phát triển hoặc được phát triển một cách có kiểm soát. Sự tồn tại của mối nối có thể tạo ra một khu vực yếu hơn trong bản bê tông. Vì vậy, mối nối cần được thiết kế để đáp ứng và duy trì được sự toàn vẹn cũng như là đảm bảo độ bền của mối nối.

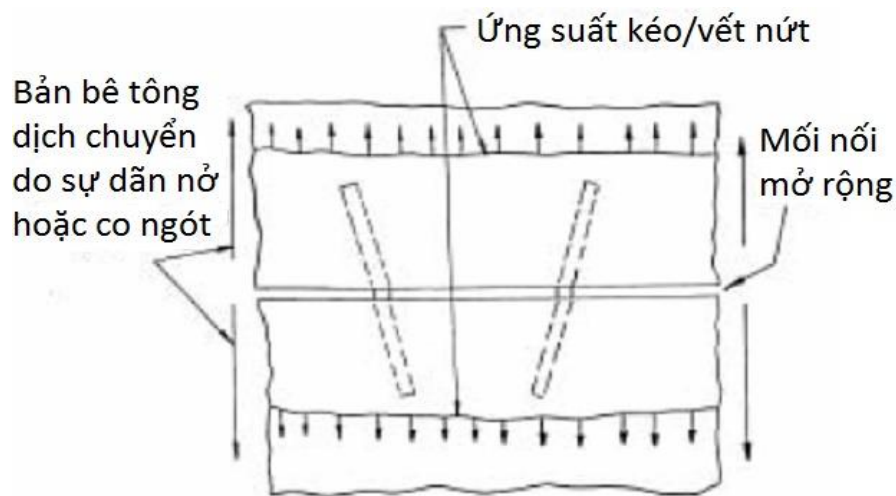
Thông thường, các thanh thép tròn – thanh truyền lực được đặt ngang qua các mối nối để truyền lực từ tấm bản này sang bản kia và duy trì sự liên kết giữa các tấm bản. Các thanh thép tròn có chiều dài từ 400-600 mm và đường kính 20-25 mm đang được sử dụng phổ biến hiện nay. Khoảng cách điển hình giữa trục các thanh thép là 300 mm. Tuy nhiên kích thước này có thể thay đổi tùy thuộc vào chiều dày tấm bản và tải trọng tác dụng lên tấm [5]. Một đầu của thanh truyền lực được đặt sẵn trong bê tông bản ở một phía của mối nối, đầu còn lại có thể tự do dịch chuyển trong phía bên kia của tấm bê tông. Sự dịch chuyển này cho phép mối nối có thể đóng và mở khi bản bê tông co dãn dưới tác động của nhiệt độ, co ngót (shrinkage) và từ biến.

Thanh truyền lực truyền thống bằng thép tròn đã cải thiện sự làm việc của bản bê tông trên mặt nền, tuy nhiên một số vấn đề thường xảy ra như: các thanh bị đặt lệch trong quá trình thi công, bị gỉ, và tập trung ứng suất cục bộ cao xung quanh chu vi thanh và nguy cơ vấp ngã của con người do vướng vào thanh trong quá trình thi công đã được nhiều tác giả công bố [7-9]. Vì vậy một vài dạng mới của kết cấu truyền lực như thép bản truyền lực hình thoi, thanh truyền lực hình chữ nhật, hình elip đã và đang được giới thiệu và áp dụng trong xây dựng.

2. NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN

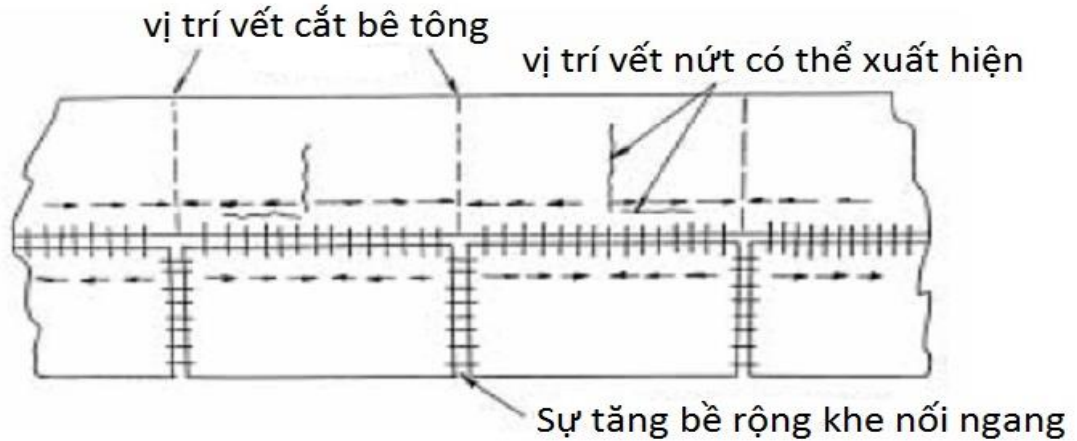
Sự cần thiết của mối nối trong bản bê tông trên mặt nền được nhận ra từ đầu những năm 20 của thế kỷ trước [9]. Mối nối cần thiết trong quá trình xây dựng và kiểm soát vết nứt. Ban đầu mối nối, mối nối đã được tạo ra một cách đơn giản bằng khe hở giữa các tấm bản. Một thanh thép tròn tròn được đặt vào giữa mối nối nhằm mục đích truyền tải [9, 10]. Những thanh thép dài, đường kính nhỏ đặt cách nhau khoảng 300 mm được coi là các qui định chung [9]. Tuy nhiên, năm 1991 Schrader [11] chỉ ra rằng bản bê tông trên mặt nền sử dụng thanh thép tròn làm thanh truyền lực còn tồn tại các vấn đề sau:

Thanh truyền lực cần phải đặt song song với hướng dịch chuyển của tấm bản. Nếu không, thanh truyền lực sẽ bị cong khi mối nối mở rộng và cản trở sự di chuyển của bản bê tông (Hình 1. 1). Điều này gây ra ứng suất kéo trong bản bê tông, làm cho bản bị gãy, giảm hiệu quả truyền lực của mối nối.



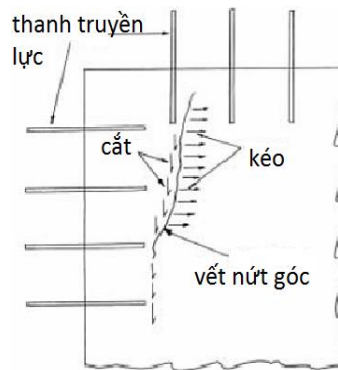
Hình 1. 1 Thanh truyền lực lắp đặt sai bị cong khi mối nối mở rộng [11]

Vấn đề đáng chú ý với thanh truyền lực truyền thống là thanh cản trở chuyển vị của bản theo phương vuông góc với trục thanh. Điều này góp phần gây ra những nứt gãy và hư hỏng trong bản bê tông như trình bày trên Hình 1. 2



Hình 1. 2 Bản bê tông nứt theo phương vuông góc với trục thanh [11]

Đối với những bản có thanh truyền lực theo hai phương, những ứng suất gây ra do sự cản trở dịch chuyển của tại góc bản có thể gây ra nứt gãy góc tại vị trí gần cuối của thanh truyền lực Hình 1. 3 [11].



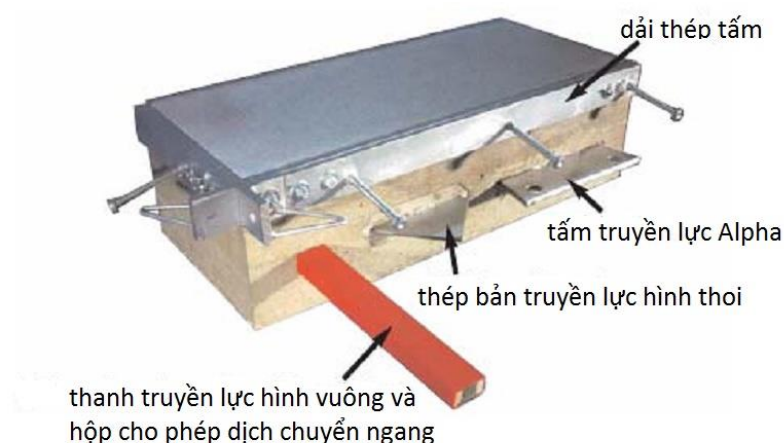
Hình 1. 3 Nứt gãy gây ra bởi thanh truyền lực tại góc bản [11]

Ngoài ra, dưới tác dụng của tải trọng lặp, liên kết giữa thanh truyền lực và bê tông lỏng dần dẫn đến việc giảm hiệu quả truyền lực [9].

Bản bê tông trên mặt nền có thể bị uốn cong một vài ngày sau khi đổ bê tông, điều này có thể gây ra ứng suất tiếp xúc lớn xung quanh bề mặt thanh truyền lực. Ứng suất này có thể lớn hơn cường độ của bê tông trong những ngày đầu mới đổ gây ra sự giảm tiếp xúc xung quanh thanh truyền lực [12].

Công nhân thi công tại hiện trường dễ bị vấp ngã và tiềm ẩn việc thanh truyền lực bị cong hoặc hư hỏng khi con người làm việc xung quanh bản [7].

Vì những lý do nêu trên, việc tìm kiếm loại thanh truyền lực tốt hơn cùng với ý tưởng thiết kế thay thế như thanh truyền lực hình vuông kết hợp với vật liệu có khả năng chịu nén tại cạnh bên, tấm bản truyền lực hình thoi, tấm bản alpha, tấm bản chữ nhật và thanh hình ellips đã và đang được giới thiệu trên thị trường các nước như Anh, Úc, Mỹ,



Hình 1. 4 Thanh truyền lực hình vuông, tấm bản hình thoi, hình alpha [13]

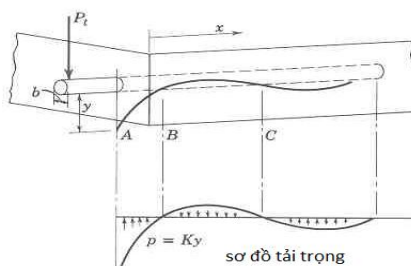


Hình 1. 5 Tấm truyền lực hình chữ nhật [14]

Trong những hệ thống truyền lực nêu trên, tấm bản truyền lực hình thoi đã và đang được áp dụng phổ biến từ năm 1996 [15]. Tuy nhiên những nghiên cứu và thí nghiệm liên quan đến sự làm việc của tấm truyền lực hình thoi còn rất hạn chế [16]. Việc mô hình hóa sự làm việc của tấm thép bản truyền lực hình thoi đã được công bố, tuy nhiên mô hình này tương đối đơn giản, chưa phản ánh đúng

liên kết giữa tấm bản và bê tông. Việc áp dụng tấm bản truyền lực hình thoi trong thực tế dựa vào chỉ dẫn của nhà sản xuất hoặc hướng dẫn cơ bản từ Hiệp hội bê tông Mỹ [17]. Hiện tại, tiêu chuẩn Việt Nam không có hướng dẫn về việc sử dụng tấm bản truyền lực hình thoi.

Vào năm 1925, một trong những nghiên cứu đầu tiên về mối nối được tiến hành bởi giáo sư Timoshenko và Lessels [18]. Trong nghiên cứu này, thanh truyền lực được quan niệm như một thanh có chiều dài hữu hạn nằm trên nền đàn hồi là bản bê tông. Giáo sư Timoshenko và Lessels tìm ra phương trình biểu diễn mối quan hệ giữa tải trọng tác dụng và biến dạng của thanh truyền lực. Biến dạng của thanh truyền lực trong bê tông được trình bày trên hình Hình 1. 6.



Hình 1. 6 Quan hệ tải trọng-biến dạng của thanh truyền lực trong bê tông

Khi thanh truyền lực chịu lực tác dụng tại đầu thanh như hình vẽ, thanh sẽ bị uốn xuống và gây ra áp lực tại vùng gần bề mặt mối nối trong khoảng từ A đến B. Tại B chiều của áp lực tiếp xúc thay đổi. Tại điểm C nào đó sau điểm B, áp lực tiếp xúc một lần nữa lại đổi chiều. Biến dạng của thanh gây ra do lực P_t tác dụng tại đầu thanh được biểu diễn theo phương trình sau:

$$y = \frac{e^{\beta x}}{2\beta^3 EI} [P_t \cos \beta x - \beta M_o (\cos \beta x - \sin \beta x)]$$

Trong đó:

x : khoảng cách dọc theo thanh truyền lực kể từ bề mặt mối nối

M_o : mô men uốn của thanh truyền lực tại bề mặt mối nối

P_t : lực tác dụng

E : mô đun đàn hồi của thanh truyền lực

I : mô men quán tính của thanh truyền lực

b: đường kính của thanh truyền lực

K: hệ số nền đỡ thanh truyền lực

β : độ cứng tương đối của thanh truyền lực được tính như sau:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Kb}{4EI}}$$

Năm 1928, Westergaard [19] công bố phân tích đầu tiên về ứng xử của thanh truyền lực nhằm mục đích xác định khoảng cách giữa chúng. Nghiên cứu của tác giả đã chỉ ra rằng khoảng cách giữa các thanh truyền lực là 600 m sẽ giảm được sự tập trung ứng suất xung quanh nhưng nếu khoảng cách đó là 900 mm thì sự tập trung ứng suất hầu như không giảm. Tác giả cũng tìm ra bán kính ảnh hưởng của tải trọng tới các thanh truyền lực là l được xác định theo công thức sau:

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}}$$

Trong đó:

E: modul đàn hồi của bê tông

ν : hệ số poisson của bê tông

h: chiều dày bản bê tông; k: modul phản lực nền

Năm 1938, Friberg [20] thiết lập được phương trình xác định mô men uốn, lực cắt trong thanh truyền lực bằng cách phát triển tiếp phương trình do giáo sư Timosenko tìm ra năm 1925. Đạo hàm hai và ba lần phương trình đó với biến x , mô men và lực cắt của thanh được tính như sau:

$$-EI \frac{d^2 y}{dx} = M = -\frac{e^{-\beta x}}{\beta} [P_t \sin \beta x - \beta M_o (\sin \beta x + \cos \beta x)]$$

$$\frac{dM}{dx} = V = e^{-\beta x} [(2(\beta M_o - P_t) \sin \beta x + P_t \cos \beta x)]$$

Chuyển vị tương đối của thanh trong bê tông tại bề mặt mỗi nối được tính theo công thức sau:

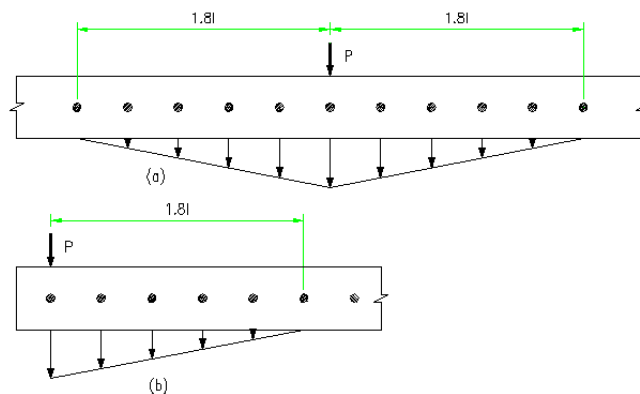
$$y_o = \frac{P_t}{4\beta^3 EI} (2 + \beta a)$$

Mô men lớn nhất xuất hiện trong thanh truyền lực được xác định như sau:

$$M = \frac{P_t e^{-\beta x}}{2\beta} \sqrt{1 + (1 + \beta a)^2}$$

Trong nghiên cứu của mình, tác giả chỉ ra rằng khi tăng đường kính của thanh truyền lực thì sẽ giảm ứng suất tiếp xúc với bê tông một cách nhanh chóng và đề xuất chiều dài thanh truyền lực nên giảm xuống dưới 600 mm như đang được áp dụng.

Liên quan đến sự làm việc nhóm của thanh truyền lực, Friberg [21] tìm ra rằng thanh truyền lực ngay dưới tải trọng sẽ chịu lực tác dụng nhiều nhất, các thanh ở xa vị trí đặt tải trọng sẽ chịu lực giảm dần một cách tuyến tính và bằng không tại khoảng cách bằng 1.8 l kể từ vị trí đặt tải như thể hiện trong Hình 1. 7. Kết quả nghiên cứu này đã và đang được áp dụng rộng rãi. Tuy nhiên, nghiên cứu sau này [22] đề xuất rằng sự phân phối tải trọng trong nhóm chỉ nên lấy giới hạn đến 1l từ vị trí đặt tải.



Hình 1. 7 Sự phân phối tải trọng trong nhóm thanh truyền lực [21]

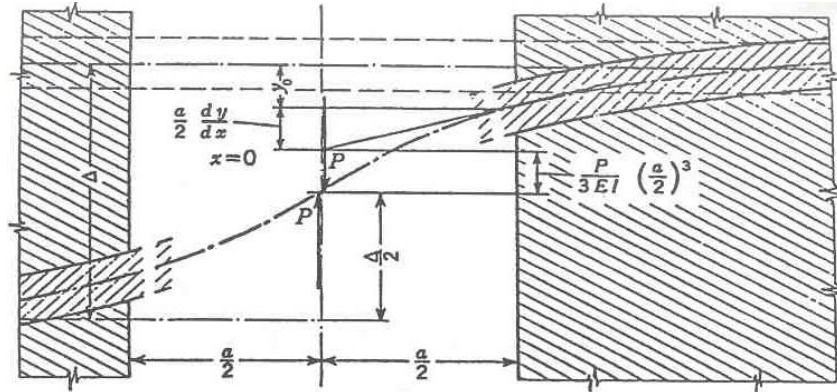
Cũng theo Friberg, chuyển vị tại mỗi nối được thể hiện trên Hình 1. 8 bao gồm các thành phần sau:

- Chuyển vị của thanh truyền lực trong môi trường bê tông y_0 , đây là hàm của áp lực tiếp xúc và độ cứng tương đối giữa thanh truyền lực và bê tông xung quanh.

$$\frac{a}{2} \frac{dy}{dx}$$

- Độ dốc của thanh truyền lực, đây là hàm của độ cứng tương đối giữa vật liệu và độ rộng của mỗi nối.

- Chuyển vị của thanh truyền lực trên một nửa mỗi nối $\frac{P}{3EI} \left(\frac{a}{2}\right)^3$, đây là hàm của bề rộng mỗi nối và độ cứng của thanh truyền lực



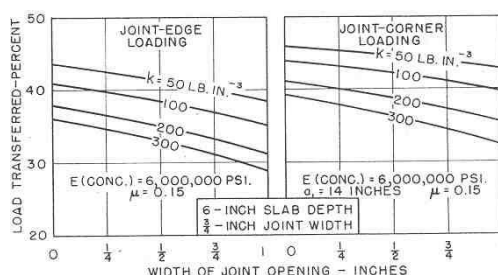
Hình 1. 8 Chuyển vị của thanh truyền lực ngang qua bề rộng mỗi nối [21]

Năm 1958, Teller và Cashell [9] tiến hành thí nghiệm nghiên cứu ảnh hưởng của một vài yếu tố đến sự làm việc của thanh truyền lực dưới tác dụng của tải trọng lặp (mô phỏng tải trọng xe). Tấm bê tông rộng 4 ft (122 cm), dài 10 ft (304.8 cm) được chia đôi ở giữa ở giữa chiều dài bởi mỗi nối gồm 4 thanh truyền lực đặt cách nhau 12 inches (30 cm). Các biến thí nghiệm bao gồm chiều dày của tấm bản (150, 200, 250 mm), đường kính thanh truyền lực, bề rộng mỗi nối, độ lớn của tải trọng. Giá trị lớn nhất của tải trọng lặp tới 10000lbs (44.6 KN) được tác dụng lần lượt tại hai phía của mỗi nối với chu kỳ 10 lần/ phút. Biến dạng và chuyển vị được đo tại hai phía của mỗi nối. Từ kết quả thí nghiệm, tác giả đã đưa ra một số kết luận sau:

- Quan hệ giữa chiều dày của bản và đường kính thanh truyền lực là 8:1. Điều này trùng với kết quả nghiên cứu trước đó vào năm 1932 của Bradbury [23] cho rằng đường kính của thanh truyền lực không nên vượt quá 1/6 chiều dày của bản.
- Chiều dài ngập trong bê tông của thanh truyền lực để phát huy tối đa khả năng truyền lực không phải là một hàm của đường kính thanh. Đường kính thanh là 20 mm, chiều dài chôn trong bê tông cần thiết là khoảng 8 lần

kính. Với đường kính lớn hơn, chiều dài này chỉ cần khoảng 6 lần đường kính.

- Khi đường kính thanh truyền lực không đổi, giảm bề rộng mỗi nối sẽ tăng phần trăm lực truyền qua mỗi. Điều này được thể hiện trên đồ thị trong Hình 1. 9.
- Sự lỏng của thanh truyền lực ảnh hưởng quan trọng đến sự làm việc của mỗi nối bởi vì hiệu quả truyền lực toàn phần chỉ có được khi thanh truyền lực biến dạng hết khoảng hở và tiếp xúc với bê tông.
- Sự lỏng của thanh là do khoảng hở giữa thanh và bê tông xung quanh. Đồng thời tác giả cũng chỉ ra một số yếu tố có thể gây ra sự lỏng ban đầu như: không khí và lỗ rỗng của bê tông xung quanh thanh truyền lực do đầm không kỹ hoặc độ rung đầm chưa hợp lý khi đầm hỗn hợp bê tông; sự co ngót của bê tông trong quá trình bảo dưỡng; hoặc do lớp phủ bảo vệ sự dính giữa bê tông và thanh truyền lực.



Hình 1. 9 Ảnh hưởng của bề rộng mỗi nối đến hiệu quả truyền lực [9]

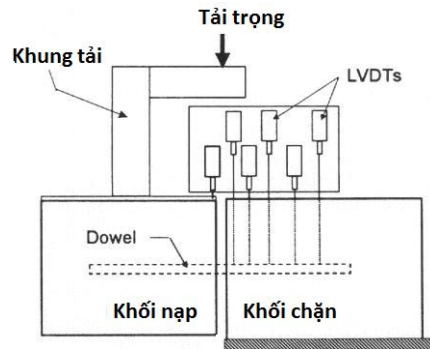
Năm 2000, hai nhà nghiên cứu Bush và Manava [24] trình bày kết quả thí nghiệm trong phòng nhằm mục đích đưa ra cái nhìn sâu hơn về ứng xử giữa biến dạng và chuyển vị của thanh truyền lực trong môi trường bê tông. Tác giả chỉ ra rằng biến dạng của thanh truyền lực bao gồm hai thành phần:

- Biến dạng của thanh ở khoảng hở của mỗi nối; và
- Biến dạng của thanh tại bề mặt mỗi nối

Thành phần thứ nhất có thể được tính toán bằng các phương pháp cơ học kết cấu. Việc trình bày thành phần thứ hai phức tạp hơn. Nhiều nhà nghiên cứu [18, 21, 23] đã xây dựng và phát triển phương trình biểu diễn biến dạng của thanh

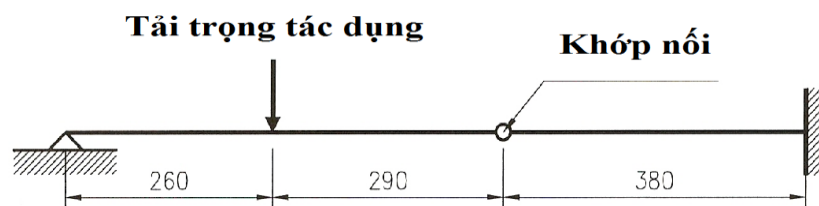
truyền lực hình trụ tròn nằm trên nền đàn hồi. Tuy nhiên hạn chế của các nghiên cứu này là chỉ dựa trên mô hình đàn hồi tuyến tính. Biến dạng phi tuyến của bê tông hoặc của thanh truyền lực chưa được xem xét.

Sơ đồ thí nghiệm của hai tác giả được trình bày trên Hình 1. 10



Hình 1. 10 Sơ đồ mô hình thí nghiệm của Bush và Manava năm 2000 [24]

Mô hình thí nghiệm gồm tấm bê tông chịu tải và tấm bê tông cố định kích thước 380x380x250 mm. Tải trọng truyền từ tấm chịu tải sang tấm bên cạnh thông qua một thanh truyền lực. Các biến số của thí nghiệm bao gồm: đường kính thanh truyền lực, bề rộng mối nối, cường độ bê tông. 5 thiết bị đo biến dạng cảm ứng điện (LVDT) được nối với phần đúc sẵn trong bê tông của thanh truyền lực thông qua các ống nhỏ đặt sẵn trong bê tông như thể hiện trên Hình 1. 10. Sơ đồ biến dạng điển hình của thanh truyền lực ứng với giá trị tải trọng bằng 40, 60, 80, 100% tải trọng phá hoại được thể hiện trên Hình 1. 11



Hình 1. 11 Biến dạng trong bê tông của thanh truyền lực [24]

Đồ thị biểu diễn kết quả thí nghiệm chỉ ra rằng đường cong dự báo lý thuyết nhỏ hơn so với thí nghiệm tại gần bề mặt mối nối. Mặt khác biến dạng ngược lên phía trên của thanh theo lý thuyết lớn hơn so với thí nghiệm tại vị trí xa bề mặt mối nối mặc dù độ lớn của các giá trị này rất nhỏ. Sự sai khác này có thể được lý giải do phương trình của Timoshenko [18] dựa trên sự làm việc đàn hồi

tuyến tính, trong đó chưa kể đến sự ứng xử phi tuyến phức tạp liên quan đến sự chảy của thanh và ứng suất cục bộ lớn xung quanh thanh truyền lực.

Năm 2001, Sargand [12] trình bày thí nghiệm để đánh giá sự làm việc của thanh truyền lực dưới tác dụng của các điều kiện tải trọng khác nhau. Ba loại thanh truyền lực khác nhau được sử dụng trong thí nghiệm gồm thép tròn được phủ chất epoxy, thanh làm bằng sợi thủy tinh và ống thép nhồi bê tông. Từ kết quả thí nghiệm, tác giả đã đề xuất công thức xác định ứng suất tiếp xúc giữa bê tông và thanh truyền lực như sau:

$$\sigma_b = K \left[\frac{(P - \beta M)}{2\beta^2 EI} \right]$$

Trong đó:

σ_b : ứng suất tiếp xúc

K: hệ số nền đỡ thanh truyền lực

P: lực cắt của thanh truyền lực

M: mô men của thanh truyền lực

Đồng thời tác giả cũng tìm ra công thức thực nghiệm tính toán ứng suất tiếp xúc cho phép của bê tông tại bề mặt tiếp xúc với thanh truyền lực như sau:

$$f_b = \left(\frac{4-d}{3} \right) f'_c$$

Trong đó:

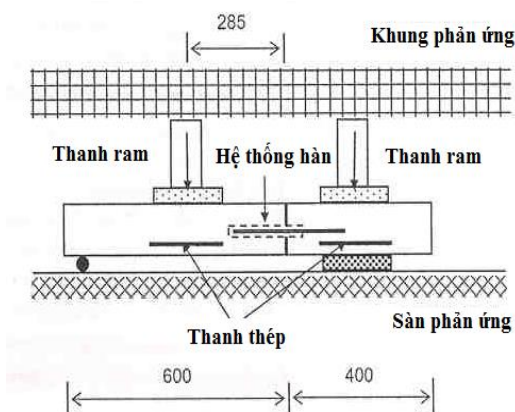
f_b : ứng suất tiếp xúc cho phép của bê tông

d: đường kính thanh truyền lực

f'_c : Cường độ chịu nén tính toán của bê tông.

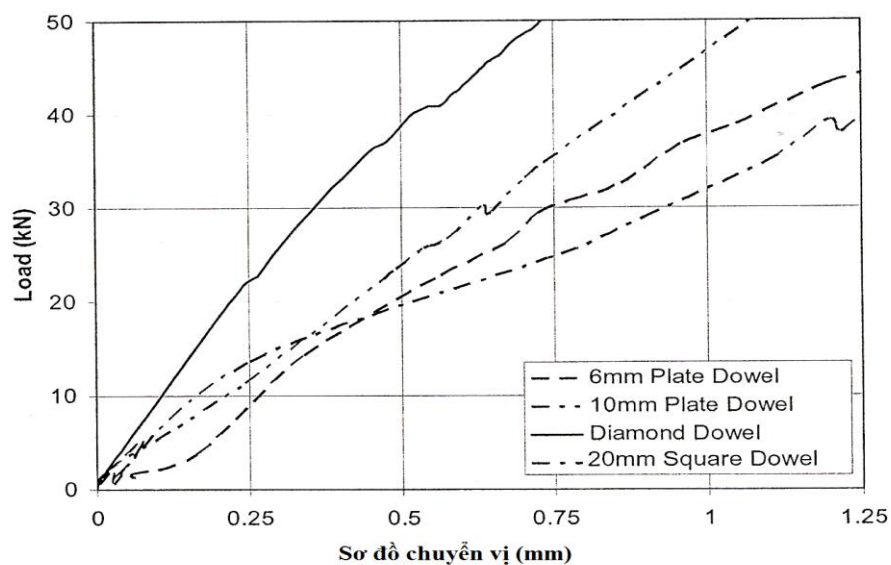
Năm 2003, Wong và Williams [16] bắt tay vào một dự án nghiên cứu nhằm thu được thông tin về quan hệ giữa chuyển vị và tải trọng của mỗi nối bản bê tông. Một vài hệ thống truyền lực với hình dạng khác nhau bao gồm tấm bản hình chữ nhật, thanh hình tròn, hình vuông và tấm bản hình thoi được đưa vào thí nghiệm. Thép bản hình thoi cạnh 110 mm với chiều dày 6 hoặc 10 mm một nửa được đặt trong hộp nhựa khít với chiều dày, nửa còn lại được đúc sẵn trong bê

tông ở phía đối diện của mỗi nối. Bề rộng mỗi nối là 10 mm và khoảng cách giữa các tấm bản truyền lực là 450 mm. Chiều dày tấm bê tông là 150 hoặc 225 mm và chiều dài là 1000 mm. Sơ đồ thí nghiệm được thể hiện trên Hình 1. 12



Hình 1. 12 Sơ đồ thí nghiệm của Wong và Williams năm 2003 [16]

Tấm bê tông phía phải dài 400 mm được kẹp chặt bởi lực nén 30 KN trong khi tấm bản phía phải dài 600 mm được chắt tải bởi hai kích thủy lực đặt cách nhau 450 mm. Các tấm bản được sắp đặt hẫng như trên trong quá trình thí nghiệm để mô phỏng gần đúng tình huống xấu nhất trong thực tế - nền bị đùn ra ngoài. Các tấm bản được thí nghiệm với tải trọng tĩnh tăng dần đến tải phá hoại. Kết quả thí nghiệm với các dạng kết cấu truyền lực khác nhau được thể hiện trên Hình 1. 13.



Hình 1. 13 Quan hệ tải trọng-chuyển vị mối nối với các hệ truyền lực khác nhau [16]

Kết quả thí nghiệm trên đồ thị chỉ ra rằng bản thép truyền lực hình thoi có khả năng chịu tải tốt hơn ứng với chuyển vị mỗi nối bằng 1.25 mm.

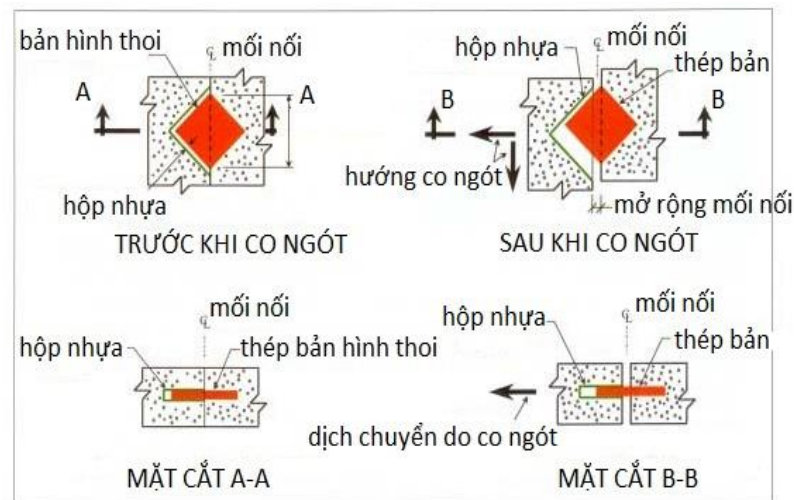
Tuy nhiên nghiên cứu còn tồn tại một số hạn chế như chưa đề cập đến sự thay đổi của bề rộng mỗi nối, khoảng cách giữa các tấm truyền lực, sự thay đổi chiều dày các tấm truyền lực và sự biến dạng của chính bản thân kết cấu truyền lực.

Năm 1998, Walker and Holand [25] công bố nghiên cứu về sự phân bố ứng suất trên bề mặt của thép bản truyền lực hình thoi sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn. Nghiên cứu coi thép bản truyền lực là phần tử tấm (plate element) nằm trên nền đàn hồi. Mô hình hóa thép bản và lưới phần tử được thể hiện trên Hình 1.14. Từ nghiên cứu này, tác giả chỉ ra rằng thép bản truyền lực hình thoi có các ưu điểm sau:

- Cho phép bản bê tông dịch chuyển theo cả hai phương thể hiện trên
- Hình 1. 15. Điều này đặc biệt với những bản sử dụng kết cấu truyền lực theo hai phương, những bản có khoảng cách mỗi nối lớn và dự báo sẽ có dịch chuyển đáng kể ví dụ như bản ứng suất trước căng sau.
- Hình dạng tối ưu, bản rộng tại nơi có nội lực lớn và hẹp tại nơi có nội lực nhỏ.
- Chỉ có một vùng nhỏ trên bề mặt của thép bản truyền lực xuất hiện ứng suất lớn và ứng suất này có thể được phân phối lại nếu xuất hiện chảy dẻo cục bộ.

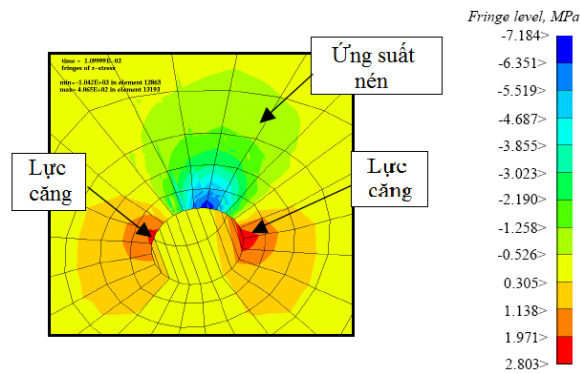


Hình 1. 14 Phân bố ứng suất uốn trên bề mặt thép bản truyền lực dày 6 mm [25]



Hình 1. 15 Thép truyền lực hình thoi trước và sau khi bản bê tông co ngót [25]

Năm 2003, Vesta sử dụng phần mềm ứng dụng phương pháp phần tử hữu hạn chỉ ra rằng có ứng suất tập trung cao tại vùng bê tông xung quanh thanh truyền lực (Hình 1. 16) ứng suất này có thể vượt quá cường độ của bê tông gây ra sự mất kết dính giữa bê tông và thanh truyền lực.



Hình 1. 16 Ứng suất tập trung xung quanh thanh truyền lực [26]

3. KẾT LUẬN NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN

Hệ thống truyền lực sử dụng trong tấm bản bê tông trên mặt nền đã được sử dụng từ những năm 1920 với kết cấu truyền thống là thanh thép tròn. Các nhà nghiên cứu như Sargand [12], Timoshenko và Lessels [18], Westergaard [19] đã tiến hành phân tích và thí nghiệm các mô hình tập trung vào đánh giá chuyển vị của mỗi nối, hiệu quả truyền lực, ứng suất tiếp xúc giữa thanh truyền lực và bê tông, sự lỏng liên kết, sự phân bố mô men và biến dạng dọc theo chiều dài của thanh. Các yếu tố ảnh hưởng đến sự làm việc của mỗi nối như đường kính, khoảng cách thanh truyền lực, bề rộng mỗi nối, chiều dài thanh truyền lực, chiều dày bản bê tông và tỉ lệ giữa chiều dày bản bê tông và đường kính thanh đã được đề cập. Các kết quả đó đã cung cấp kiến thức nền tảng sâu sắc về sự làm việc của mỗi nối trong bản bê tông trên nền đất. Tuy nhiên các nghiên cứu trên tập trung chủ yếu cho thanh truyền lực tiết diện hình tròn.

Thanh truyền lực có hiệu quả sử dụng vật liệu chưa cao, ngoài ra còn là tác nhân gây ra các vết nứt trên bề mặt bản bê tông [11]. Do đó đã có nhiều loại kết cấu truyền lực được đề xuất áp dụng thay thế như thanh truyền lực hình chữ nhật, hình vuông, thép bản hình chữ nhật, hình tròn, hình thoi, ... Tuy nhiên chưa có một nghiên cứu và quy trình hướng dẫn thiết kế đầy đủ, khoa học cho việc áp dụng các kết cấu trên.

Về mặt phân tích mô hình trên máy tính sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn, các tác giả Walker và Holland [25] chỉ sử dụng phần tử tấm do đó không thể hiện được trạng thái ứng suất khối trong tấm thép bản truyền lực hình thoi.

Ứng suất ở mặt trên và dưới chưa được thể hiện. Lực dính giữa bê tông và thép bản, ảnh hưởng của bề rộng mối nối chưa được kể đến trong mô hình.

Qua phân tích, đánh giá các loại kết cấu truyền lực đã và đang và đang được áp dụng thay thế cho thanh truyền lực truyền thống, thép bản truyền lực hình thoi (tại Anh, Úc, Mỹ, Newzeland) có nhiều ưu điểm như cho phép bản bê tông di chuyển theo hai phương, thi công lắp dựng đơn giản, chính xác, giảm thiểu tai nạn lao động trên công trường, cho khả năng truyền lực tốt [25], hiệu quả sử dụng vật liệu cao hơn. Tuy nhiên thí nghiệm và phân tích mối nối liên quan đến bản thép truyền lực hình thoi còn rất hạn chế dẫn đến việc thiếu các hướng dẫn cụ thể mang tính tổng quát và việc thiết kế dựa chủ yếu vào hướng dẫn của nhà sản xuất.

Từ các lý do nêu trên, nhóm tác giả đề xuất nghiên cứu ứng xử của mối nối bản bê tông trên mặt nền sử dụng thép bản truyền lực hình thoi

4. MỤC TIÊU CỦA ĐỀ TÀI

Thí nghiệm để nghiên cứu ứng xử của thép tấm truyền lực hình thoi tại mối nối trong bản bê tông trên mặt nền chịu tác động của tải trọng tĩnh. Nghiên cứu chuyển vị của bản bê tông tại hai bên của mối nối trong trường hợp bất lợi (bị hẫng do nền đất phía dưới của bản bê tông bị đùn ra ngoài dưới tác động của phương tiện vận chuyển). Kết quả được dùng để so sánh với tấm bản bê tông sử dụng kết cấu truyền lực truyền thống từ đó đưa ra được khuyến cáo cho các nhà quản lý và thiết kế công trình xây dựng.

Là cơ sở để từng bước phát triển qui trình qui phạm trong thực hành và hướng dẫn thiết kế bản bê tông xi măng trên mặt nền.

5. PHẠM VI NGHIÊN CỨU

Tổng số 6 tấm bản bê tông có kích thước 1250x910x150 và 1250x1200x230 mm (dài x rộng x dày) cường độ chịu nén thiết kế $R_b=32$ MPa. Hai loại thép bản truyền lực hình thoi có kích thước 110x110x6 mm hoặc 110x110x10mm (dài x rộng x dày) và cường độ $R=300$ MPa được sử dụng. Thép bản dày 6 mm và 10 mm dùng cho bản bê tông dày 150mm và 230 mm tương ứng. Mỗi tấm bê tông sử dụng 2 thép bản truyền lực với khoảng cách là 450 mm và 600 mm ứng với hai

loại bê dày trên. Bề rộng mỗi nối thiết kế là 10 hoặc 15 mm để mô phỏng sự giảm chiều dài của bản gây ra bởi sự co ngót của bê tông. Các mẫu thí nghiệm được áp dụng tải trọng tĩnh tới khi phá hoại.

6. ĐỐI TƯỢNG NGHIÊN CỨU

Ứng xử của mối nối bản bê tông trên mặt nền và của thép bản truyền lực hình thoi dưới tác dụng của tải trọng tĩnh.

CHƯƠNG 2: MÔ HÌNH VÀ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

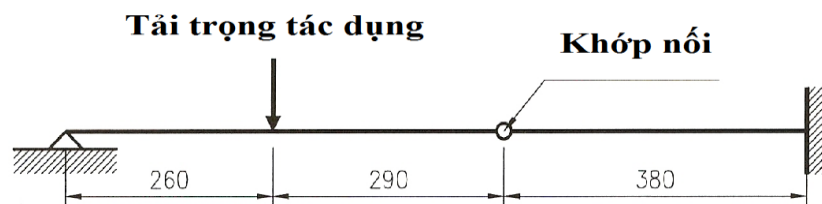
2.1 MÔ HÌNH THÍ NGHIỆM

2.1.1 KẾT CẤU KHUNG THÍ NGHIỆM:

Kết cấu khung dùng để thí nghiệm được thiết kế và chế tạo (Hình 2. 1) sao cho có khả năng áp dụng được tải trọng từ trên xuống và từ dưới lên theo phương thẳng đứng. Kết cấu khung thép bao gồm 6 cột, 3 dầm ngang và 2 dầm tổ hợp dùng để kẹp tấm bản bê tông, 4 dầm thép hình chữ I làm gối tựa cho tấm bản. Toàn bộ dữ liệu tải trọng và thí nghiệm được lưu trữ tự động bằng máy tính.



Hình 2. 1 Toàn cảnh bố trí lắp đặt thí nghiệm
Sơ đồ kết cấu của thí nghiệm được thể hiện trên Hình 2. 2

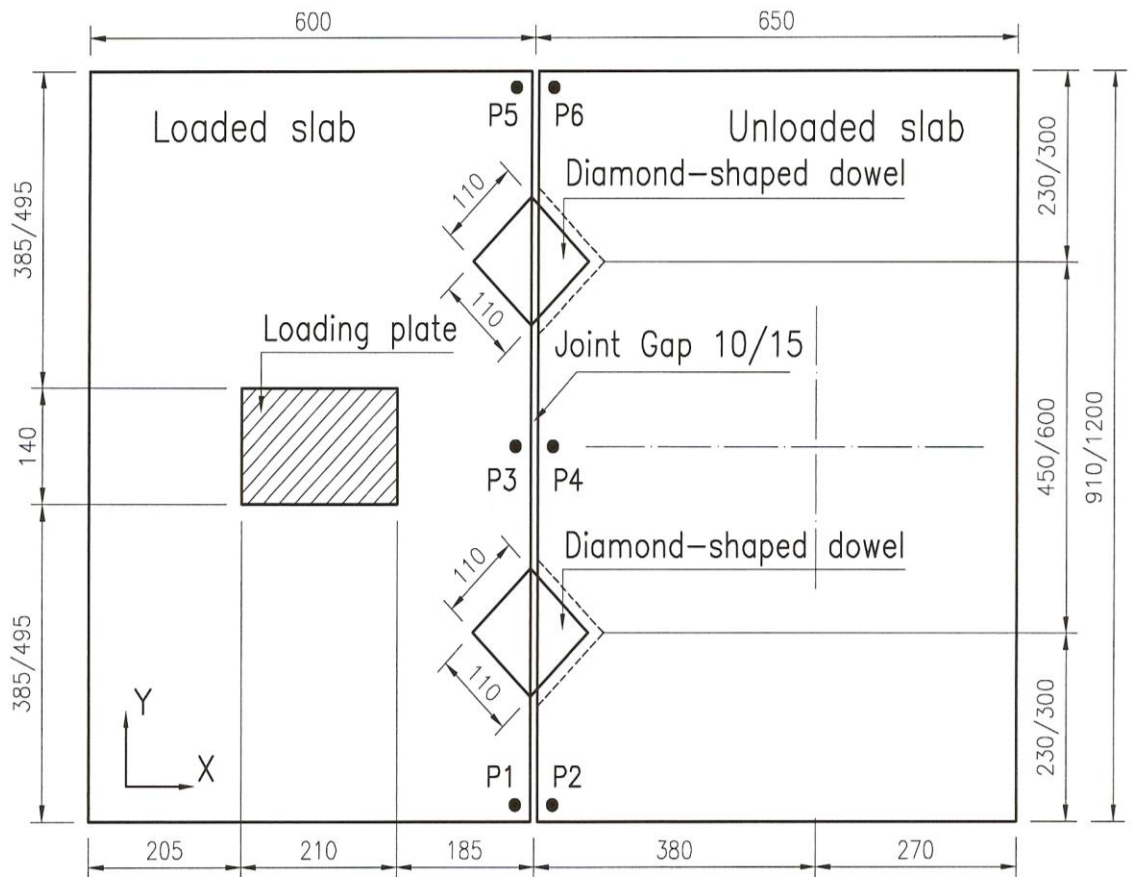
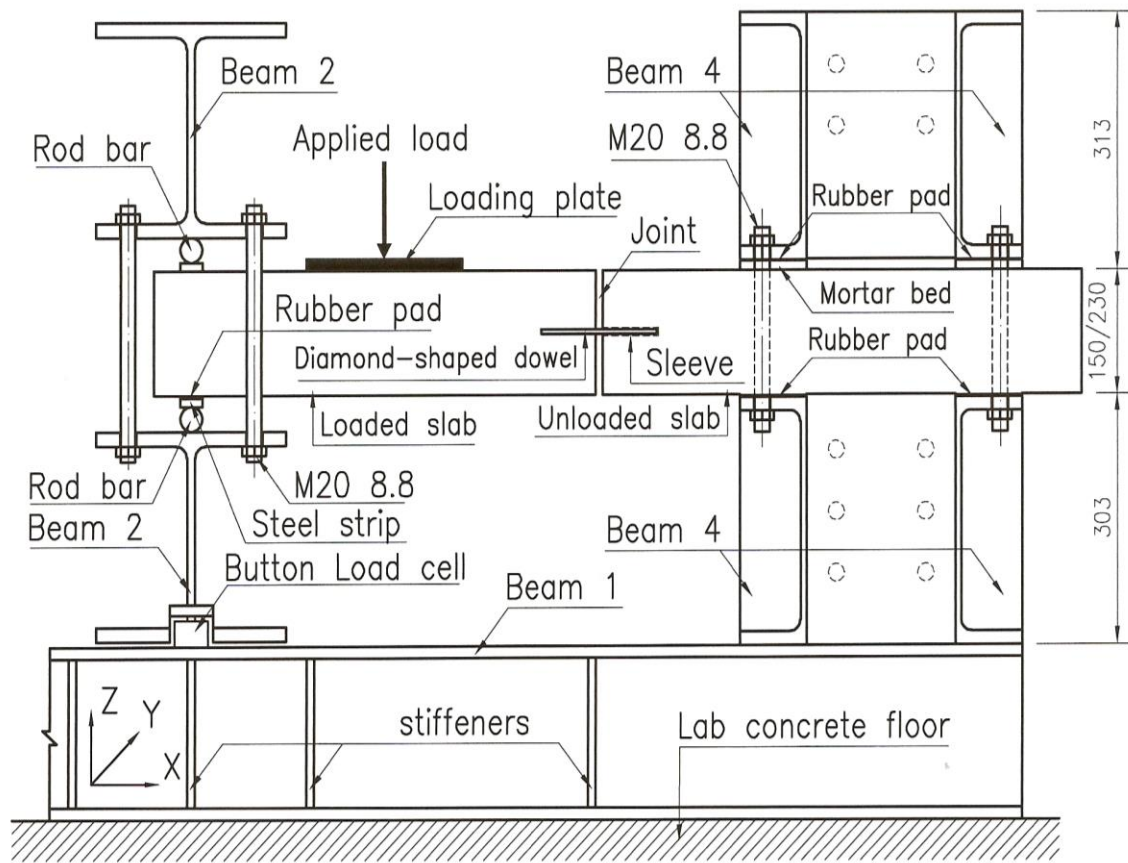


Hình 2. 2 Sơ đồ kết cấu của thí nghiệm

Mô hình bố trí chi tiết của thí nghiệm được thể hiện trên hình 2.3. Trên sơ đồ, tấm bản bê tông bên trái dài 600 mm được kê lên gối tựa là các thanh thép tròn, các thanh thép này được đặt trên dầm thép hình chữ I số 2. Các tấm cao su

được đặt giữa bản bê tông và gối kê thép tròn để đảm bảo phản lực tiếp xúc được truyền đều dọc theo bề mặt tiếp xúc. Phía dưới dầm chữ I số 2 đặt 2 thiết bị đo phản lực (button load cell) để giúp tính toán kiểm tra lực truyền qua mối nối. Lực tác dụng được đặt cách gối tựa một đoạn 260 mm như hình vẽ và đặt ở giữa hai thép bản truyền lực. Tải trọng được truyền xuống bản thông qua thông qua tấm thép (140x210x14 mm) để mô phỏng hình chiếu diện tiếp xúc của lốp xe trên mặt nền. Tại phía đối diện, tấm bản bê tông dài 650 mm được kẹp chặt bởi 4 dầm chữ C số 4 sử dụng 8 bu lông cường độ cao M20 8.8. Tương tự như phía trái, để tăng tiếp xúc giữa tấm bê tông và dầm thép chữ C, tấm cao su (rubber pad) dày 3 mm được đặt ở giữa chúng. Bốn dầm chữ C số 4 được liên kết chặt với các cột thép để mô phỏng liên kết ngàm. Thép bản truyền lực hình thoi được đặt ở giữa chiều dày tấm bản và có thể dịch chuyển trong hộp nhựa (sleeve) khít theo phương đứng nhưng lỏng theo phương ngang. Các dầm số 2 và dầm số 4 được đặt trên dầm chữ I số 1. Dầm số 1 được đặt trực tiếp trên nền xưởng thí nghiệm nhằm mục đích phân bố tải trọng tải trọng xuống nền một cách đều đặn hơn và tạo mặt phẳng cho các kết cấu kê phía trên dầm. Mô hình thí nghiệm được chọn để mô phỏng tình huống xấu nhất của tấm bản bê tông – các lớp nền bị đùn ra khỏi mối nối.

Tải trọng tác dụng được tạo ra bởi bộ truyền động thủy lực có thể gia tải trọng tối đa tới 500 kN và được điều khiển bằng máy tính để có thể tạo ra các dạng tải trọng thực tế như tải trọng dao động, tải trọng lặp.



Hình 2. 3 Hình chiếu đứng và chiếu bằng của mô hình thí nghiệm

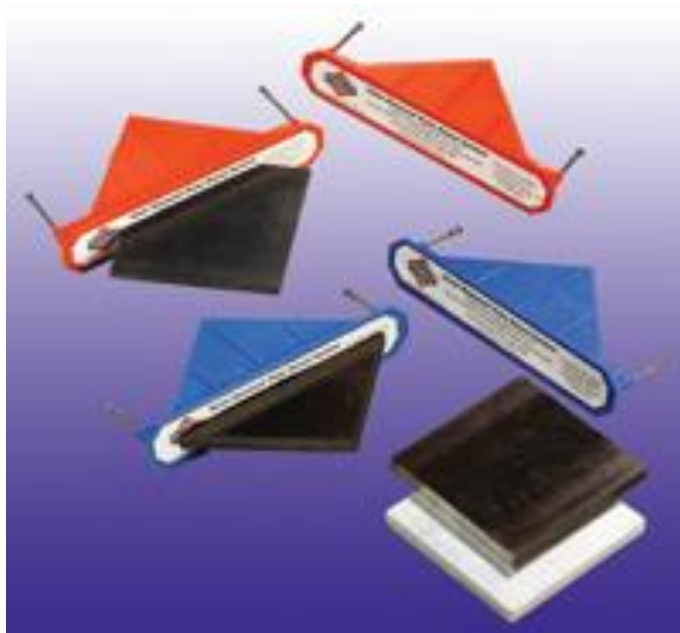
2.1.2 CÁC MẪU THÍ NGHIỆM

Sáu mẫu thí nghiệm thiết kế với các biến số như chiều dày, bề rộng mỗi nối được thể hiện theo Bảng 2. 1 dưới đây.

Bảng 2. 1 Thông số cơ bản của các mẫu thí nghiệm

Mẫu (Test)	Cường độ bê tông (Mpa)	Khoảng cách thép tấm truyền lực (mm)	Chiều dày thép tấm truyền lực (mm)	Chiều dày bản bê tông (mm)	Bề rộng mỗi nối (mm)
1	32	450	6	150	10
2	32	450	6	150	15
3	32	600	10	230	15
4	32	600	10	230	10
5	32	600	6	150	10
6	32	600	6	150	15

Thép bản truyền lực dày có kích thước dài x rộng x dày là 110 x 110 x 6 (10) mm. Một nửa trong đặt trong hộp nhựa khít, nửa còn lại nằm trong bê tông. Thép bản có cường độ tính toán 300MPa.



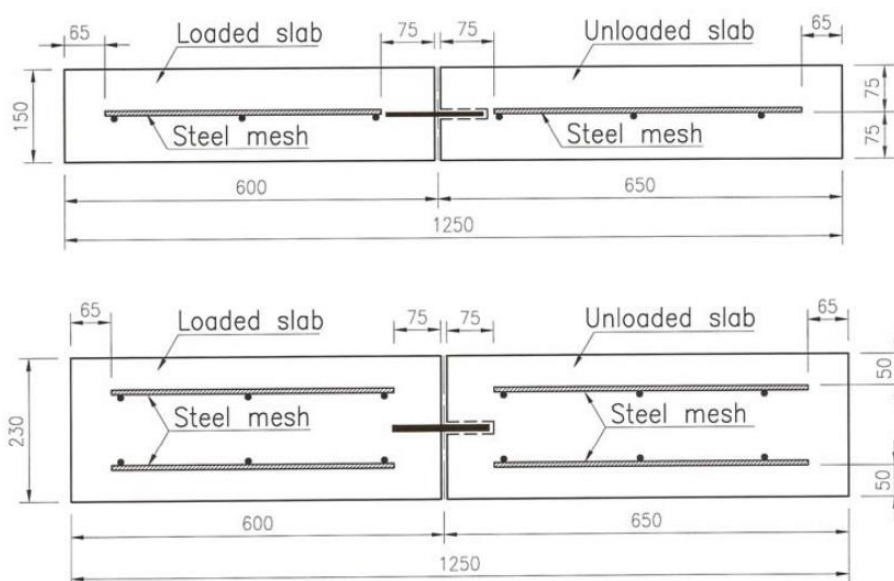
Hình 2. 4 Thép bản truyền lực hình thoi và hộp nhựa

2.1.3 ĐẶC TRƯNG VẬT LIỆU

Bê tông: sử dụng bê tông thương phẩm với kích thước cốt liệu là 10 mm. Cường độ chịu nén sau 28 ngày là 32 MPa. Độ sụt dự kiến trong khoảng 80-120 mm. Ứng với mỗi mẻ bê tông, các mẫu thí nghiệm đều được đúc sau đó bảo dưỡng trong điều kiện tiêu chuẩn và môi trường tự nhiên nhằm xác định cường độ chịu nén, kéo, mô đun đàn hồi, và độ co ngót. Các mẫu thí nghiệm này còn được dùng để xác nhận bê tông cung cấp là đều nhau giữa các mẻ trộn và là dữ liệu đầu vào cho phân tích bằng phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng máy tính điện tử (PC).

2.1.4 BỐ TRÍ CỐT THÉP:

Một lớp lưới thép (đường kính 8 mm) được đặt ở giữa với bản có chiều dày 150 mm và 2 lớp thép (trên và dưới) với bản có chiều dày 230 mm. Chiều dày lớp bảo vệ là 50 mm. Lưới thép được đảm bảo ổn định vị trí trong quá trình đổ bê



tông bằng các con kê bằng thép và nhựa.

Vị trí của các lớp thép được bố trí như Hình 2. 5:

Hình 2. 5 Vị trí bố trí lưới thép trong bản bê tông

2.1.5 THIẾT BỊ THÍ NGHIỆM

Để thu được kết quả thí nghiệm một cách kịp thời và chính xác, tránh các yếu tố liên quan đến con người có thể gây ra các sai sót, toàn bộ số liệu thí

nghiệm đều được ghi và lưu trữ tự động bằng máy tính. Vị trí của các thiết bị thí nghiệm đo được thể hiện trên Hình 2. 6 và Hình 3.4. 1. Thiết bị thí nghiệm được lựa chọn nhằm thu được các số liệu sau:

- Độ lớn của tải trọng tác dụng
- Phản lực tại gối tựa
- Chuyển vị đứng tại hai phía của mỗi nối
- Chuyển vị tương đối của thép bản truyền lực hình thoi trong bê tông

Để đo được độ lớn và sự thay đổi của tải trọng tác dụng, thiết bị cảm biến tải trọng (load cell) và bộ điều khiển (controller) nối với máy tính đã được sử dụng.

Chuyển vị của bản bê tông và của thép bản truyền lực được đo bằng cảm biến chuyển vị (LVDT- Linear Variable Differential Transducer). Hai loại cảm biến chuyển vị đã được sử dụng trong thí nghiệm. Loại LVDT thứ nhất, được sản xuất bởi hãng MPE Ltd. có giới hạn đo là ± 25 mm dùng để đo chuyển vị tại hai bên của mỗi nối. Những cảm biến này được đặt đối diện nhau thành từng cặp ở hai phía và giữa của mỗi nối tại các điểm P1, P2, P3, P4, P5, P6. Khung thép hộp độc lập với bản bê tông thí nghiệm đã được chế tạo để treo và định vị vị trí của 6 cảm biến này trong suốt quá trình thí nghiệm.

Loại LVDT thứ hai được sản xuất bởi hãng Schaevitz có dải đo là ± 6.35 mm dùng để đo chuyển vị của bản thân bản thép truyền lực trong bê tông. Thân của các cảm biến này được kẹp chặt và định vị nhờ khung hình chữ Z được bắt bu lông trực tiếp trên bề mặt của bê tông. Mỗi tấm thép truyền lực được đo chuyển vị tại 11 điểm trong đó, 6 điểm ở phía trái và 5 điểm ở phía phải như Hình 3.4. 1. Vì thép bản nằm trong bê tông, vì vậy cần chế tạo và định sẵn vị trí các ống để đưa đầu đo vào. Các ống này được làm bằng đồng, đường kính 4 mm được thể hiện trên hình. Để giữ cố định các ống đo bằng đồng, tấm nhôm dày 2 mm được khoan lỗ với đường kính bằng đường kính ngoài của ống đồng tại vị trí các ống đo. Định vị tấm nhôm bằng 3 thanh thép cường độ cao nhỏ đường kính 3mm xuyên qua thép bản truyền lực và có chiều dài đúng bằng chiều dày của tấm bê tông. Các ống ống đo bằng đồng được định vị điểm dưới tại bề mặt tấm thép

bản truyền lực, định vị điểm trên nhò tấm nhôm tại độ cao đúng bằng một nửa chiều dày bản bê tông. Các ống đồng được nút kín trong quá trình đổ bê tông để tránh cốt liệu có thể chui vào trong ống trong quá trình đổ bê tông gây sai số kết quả đo.



Hình 2. 6 Bố trí thiết bị đo trên mô hình thí nghiệm

2.1.6 ĐỔ BÊ TÔNG MẪU THÍ NGHIỆM

Hai bộ ván khuôn thép được chế tạo chính xác cho việc đổ bê tông. Mỗi bộ khuôn được làm bằng 4 thanh thép hình C15 hoặc C23. Mỗi bộ khuôn có thể đổ hai mẫu một lúc. Đáy khuôn được làm bằng gỗ dán có quét lớp sơn chống nước để tránh biến dạng gỗ do độ ẩm và có thể tái sử dụng để đổ các mẫu khác. Để mô phỏng việc đổ bê tông như trọng thực tế, tấm bê tông phía phải được đổ ngày hôm trước, tấm bê tông phía trái được đổ vào ngày tiếp theo.

Một giờ sau khi đổ bê tông, chất chống bay hơi (aliphatic alcohol) được phun trên bề mặt của bê tông để tránh các rủi ro nứt bề mặt do nước bay hơi nhanh. Sau đó bản bê tông được dưỡng hộ bảy ngày bằng bao tải ẩm và tấm vải

nhựa. Sau bảy ngày, bao tải và tấm vải nhựa được dỡ ra khỏi mẫu bê tông. Khoảng hai tuần sau khi đổ bê tông, khuôn thép được tháo ra để chuẩn bị đổ bản bê tông khác.

2.1.7 QUI TRÌNH GIA TẢI

Việc gia tải được sử dụng bởi bộ truyền động thủy lực có khả năng gia tải tĩnh và động. Ban đầu tải trọng được tăng từ 0-5 kN với tốc độ tăng tải là 0.15 kN/giây sau đó dỡ tải với cùng tốc độ. Việc tăng và dỡ tải để kiểm tra và điều chỉnh thiết bị và thiết bị đo. Sau đó tăng dần tải trọng với tốc độ như trên đến khi mẫu thí nghiệm bị phá hoại.

2.2 KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

Kết quả thí nghiệm thu được sẽ được đánh giá như sau:

- So sánh với kết quả thí nghiệm tương tự trước đó
- Chuyển vị tương đối của của mối nối (RD)
- Hiệu quả truyền lực (LTE)
- Chuyển vị tương đối của thép bản truyền lực hình thoi

2.2.1 SO SÁNH VỚI KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM TRƯỚC ĐÓ:

Một trong những phương pháp để đánh giá tính chính xác của kết quả thí nghiệm là so sánh với kết quả thí nghiệm tương tự. Khi so sánh kết quả thí nghiệm Mẫu 1 (Test 1) và Mẫu 2 (Test 2) với kết quả thí nghiệm trước đó do Wong và Williams [16] tiến hành rút ra được nhận xét rằng chuyển vị tương đối của mối nối giữa các thí nghiệm tương đối trùng hợp. Hai chương trình thí nghiệm này không giống nhau hoàn toàn nhưng cách thức sắp đặt thí nghiệm thì tương tự nhau. Tất cả các tấm bản bê tông đều được thí nghiệm mô phỏng tình huống xấu nhất có thể xảy ra trong thực tế là bản bê tông không có lớp nền đỡ phía dưới. Các tham biến của hai thí nghiệm được thể hiện trong

Bảng 2. 2 Bảng so sánh kết quả thí nghiệm

	Mẫu 1 (Test 1)	Mẫu 2 (Test 2)	Thí nghiệm của Wong và Williams	Đơn vị tính
Chiều dày bản bê tông	150	150	150	mm
Bề rộng bản bê tông	910	910	1000	mm
Cường độ chịu nén bê tông	33.6	33.6	28.5	MPa
Kích thước tấm truyền lực	6x110x110	6x110x110	6x110x110	mm
Cường độ tấm truyền lực	300	300	300	MPa
Khoảng cách tấm truyền lực	450	450	450	mm
Bề rộng mối nối	10	15	10	mm
Vị trí đặt tải	Giữa	Giữa	Thẳng hàng với tấm truyền lực	--
Chuyển vị tương đối tại tải trọng bằng 50kN	0.68	0.55	0.54-0.82	mm
Tải trọng phá hoại	85	65	55-65	kN

2.2.2 CHUYỂN VỊ TƯƠNG ĐỐI CỦA MỐI NỐI

Liên quan đến giá trị phù hợp của chuyển vị tương đối cho phép giữa hai bên của mối nối, có nhiều tác giả đề xuất các giá trị khác nhau. Walker and Holland [27] đề xuất với tải trọng bánh xe, chuyển vị tương đối của mối nối nên nhỏ hơn 0.5 mm. Tarr [28] đề xuất chuyển vị tương đối nên nhỏ hơn 0.25 mm, nếu giá trị này lớn hơn 1.5 mm thì có thể xem là mối nối không ổn định. Nếu chuyển vị tương đối nằm trong khoảng từ 0.25 đến 1.5 mm thì có thể đánh giá dựa trên các điều kiện cụ thể. Trong khi đó Wong và Williams [16] đề xuất chuyển

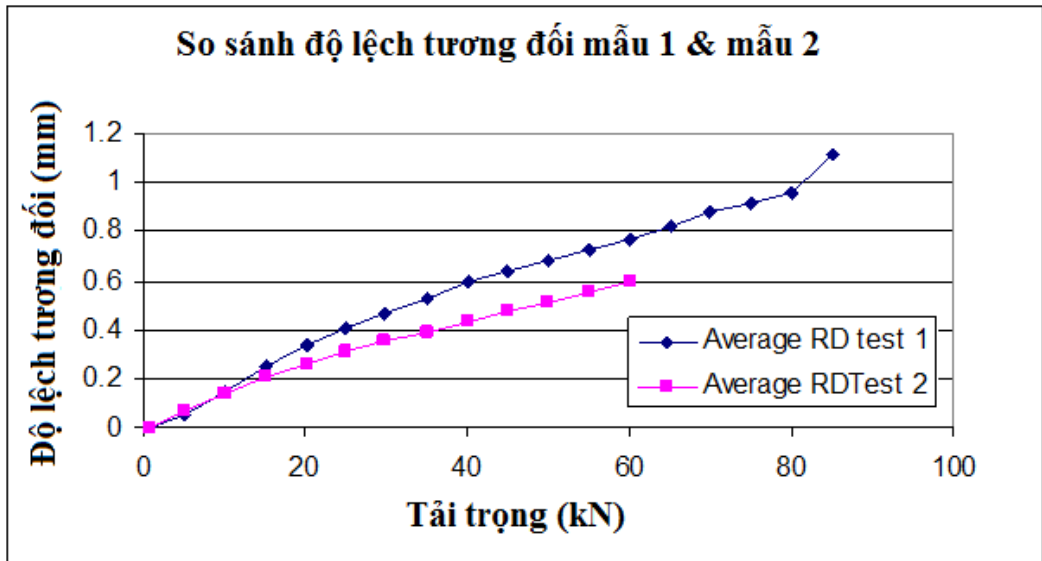
vị tương đối nên có giá trị tối đa là 1.25 mm. Vì các lý do nêu trên, chuyển vị tương đối trong khoảng từ 0.5 – 1.25 mm được lập thành Bảng 2. 3 để so sánh.

Bảng 2. 3 Tải trọng phá hoại và tải trọng tại chuyển vị tương đối

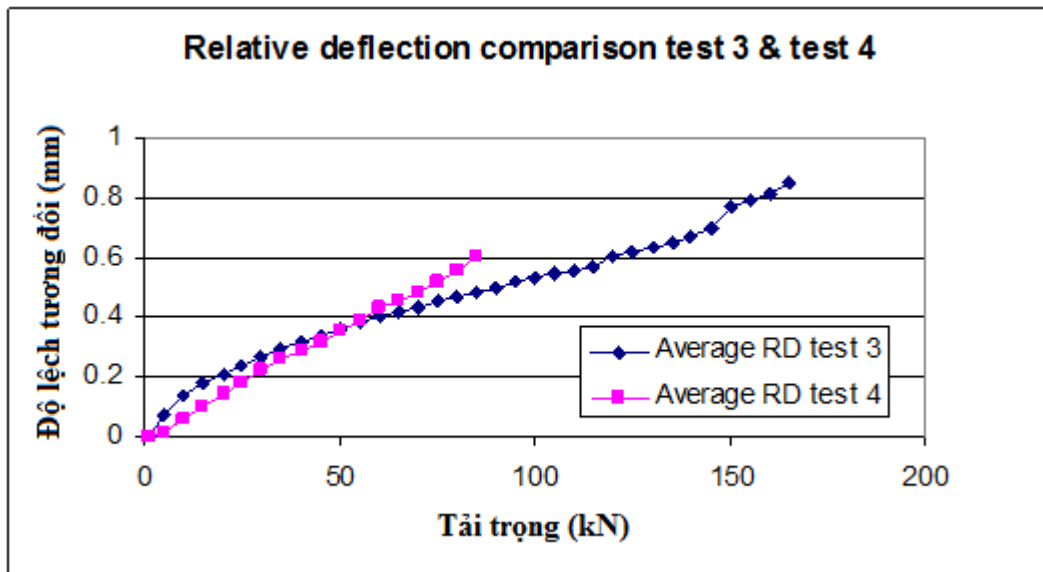
Test	Tải trọng phá hoại (kN)	Giá trị tải trọng (kN) tại chuyển vị tương đối bằng			
		1.25 (mm)	1.0 (mm)	0.75 (mm)	0.5 (mm)
Test 1	85	N/A	80	60	32
Test 2	65	N/A	N/A	N/A	46
Test 3	168	N/A	N/A	150	90
Test 4	90	---	---	---	72
Test 5	85	N/A	N/A	65	37
Test 6	85	80	70	50	26

Số liệu trong bảng trên chỉ ra rằng hầu hết các mối nối bị phá hoại khi chuyển vị tương đối của các mối nối dùng tấm thép bản truyền lực hình thoi nằm trong khoảng từ 0.5-1.0 mm và hiếm khi chuyển vị tương đối này đạt đến giá trị 1.25 mm. Điều này phù hợp với kết luận do Wong và Willams [16] đề xuất trước đó, đồng thời cũng chỉ ra rằng thép bản truyền lực hình thoi giúp cho mối nối có chuyển vị tương đối rất nhỏ tại tải trọng phá hoại.

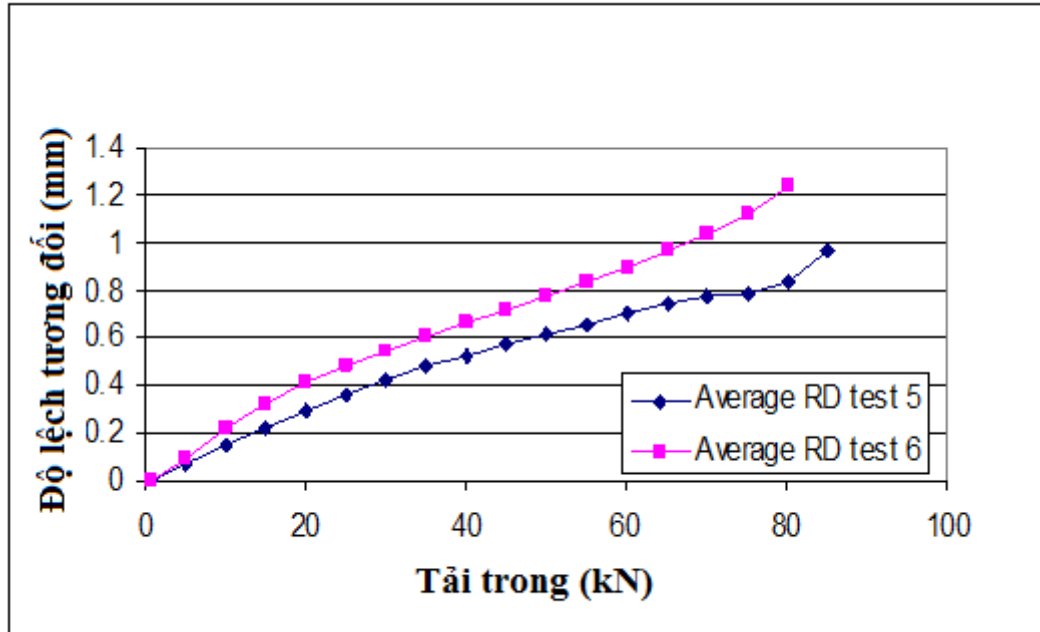
Ảnh hưởng của bề rộng mối nối tới chuyển vị tương đối của mối nối (Relative Deflection – RD) được thể trên đồ thị từ Hình 2. 7 đến Hình 2. 9.



Hình 2. 7 So sánh chuyển vị tương đối của Mẫu 1 và 2

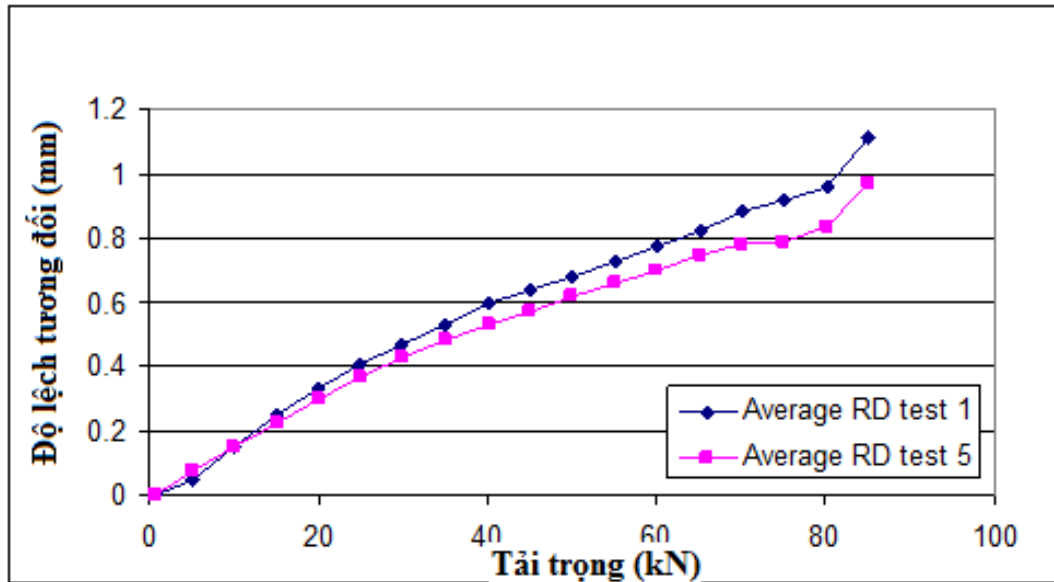


Hình 2. 8 So sánh chuyển vị tương đối của Mẫu 3 và 4

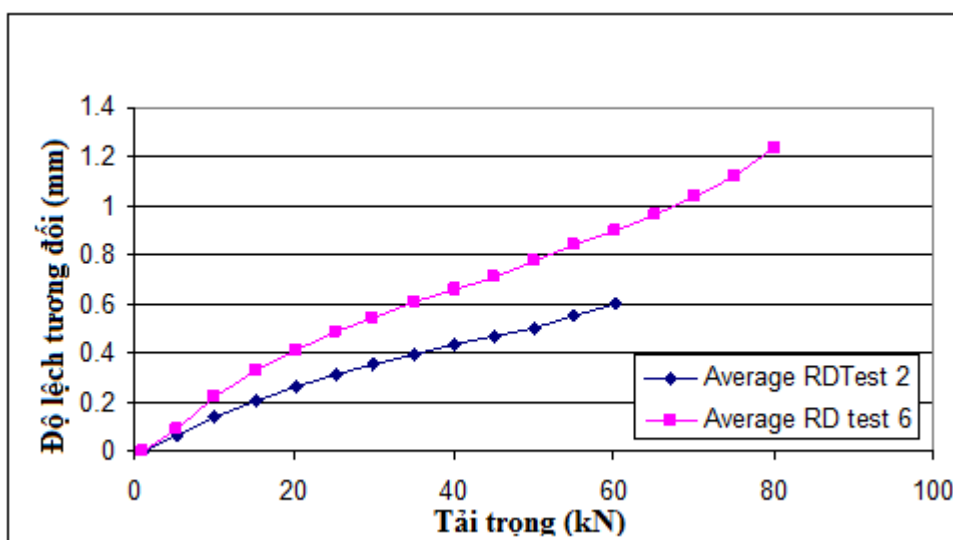


Hình 2. 9 So sánh chuyển vị tương đối của Mẫu 5 và 6

Ảnh hưởng của khoảng cách thép bản truyền lực tới chuyển vị tương đối của mỗi nôi đợc thể hiện trên Hình 2. 10 và Hình 2. 11.



Hình 2. 10 So sánh chuyển vị tương đối của Mẫu 1 và 5



Hình 2. 11 So sánh chuyển vị tương đối của Mẫu 2 và 6

Nhận xét:

Các kết quả thí nghiệm về chuyển vị tương đối của mối nối được thể hiện trên các đồ thị, nhóm tác giả rút ra một số nhận xét như sau:

- Chuyển vị tương đối của mối nối tại thời điểm tải trọng tác dụng đạt đến tải trọng phá hoại là trong khoảng từ 0.8 mm đến 1.2 mm
- Chuyển vị tương đối của mối nối tăng lên khi tải trọng tăng.
- Với tải trọng lớn hơn 20 kN, quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị tương đối của mối nối gần như tuyến tính. Điều này có thể do khe hở hẹp ban đầu giữa thép bản truyền lực và hộp nhựa. Khi thép bản và hộp nhựa tiếp xúc hoàn toàn với nhau thì sự truyền tải trọng qua kết cấu truyền lực sẽ đạt được hiệu quả cao hơn. Điều này cũng rất giống các phát hiện đã tìm ra trước đó bởi Ciolko [29], Teller và Cashell [9].
- Chiều dày của tấm thép bản truyền lực có ảnh hưởng không lớn đến chuyển vị tương đối của mối nối
- Khe hở của mối nối nhỏ hơn sẽ cho tải trọng phá hoại cao hơn.

2.2.3 HIỆU QUẢ TRUYỀN LỰC – Load Transfer Efficiency (LTE)

Hiệu quả truyền lực là phương pháp để đo khả năng truyền tải trọng từ phía bên này sang phía bên kia của mối nối. Hiệu quả truyền lực của tấm thép bản hình

thoi được tính toán từ số liệu kết quả nén tĩnh sử dụng công thức đang được chấp nhận và áp dụng rộng rãi của AASHTO [30] như sau:

$$LTE = d_{UL} \times 100 / d_L$$

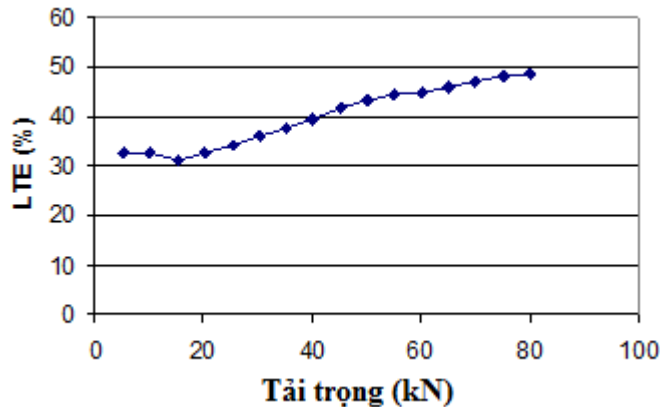
Trong đó:

LTE : là hiệu quả truyền lực

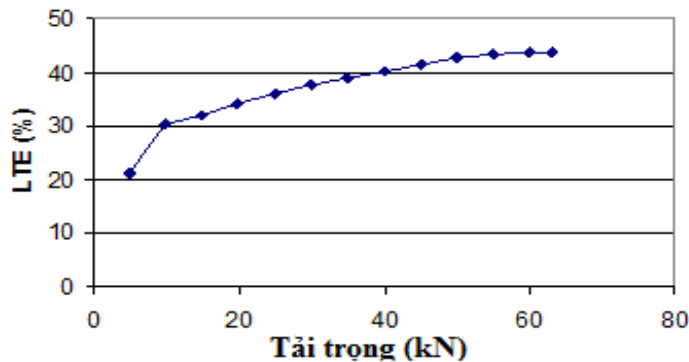
d_{UL} : chuyển vị của mỗi nối phía không chịu tải

d_L : chuyển vị của mỗi nối phía chịu tải

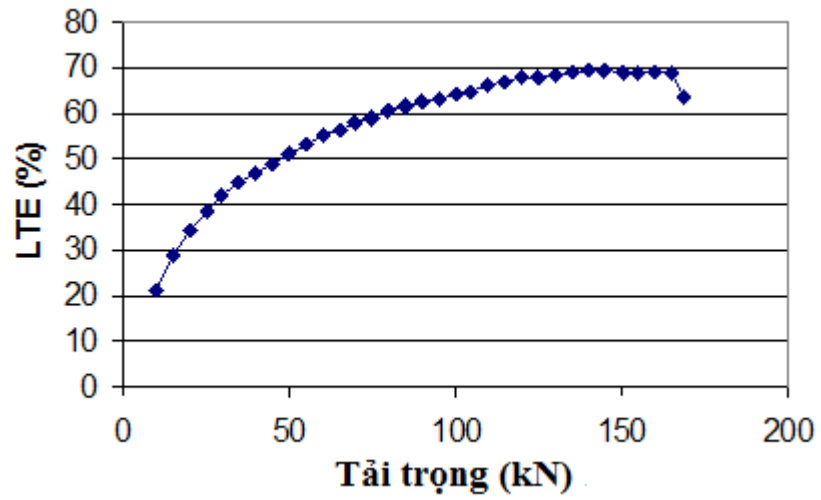
Từ công thức trên có thể nhận thấy hiệu quả truyền lực tối đa là 100% xảy ra khi hai phía của mỗi nối có chuyển vị như nhau. Ngược lại, nếu tỉ lệ đó là 0%, khi đó hai phải của mỗi nối chuyển vị độc lập nhau và tải trọng không được truyền qua mỗi nối. Theo AASHTO, mỗi nối đảm bảo hiệu quả truyền lực khi LTE nằm trong khoảng từ 70-100%. Hiệu quả truyền lực trung bình của thí nghiệm được thể hiện trên các đồ thị từ Hình 2. 12 đến Hình 2. 16.



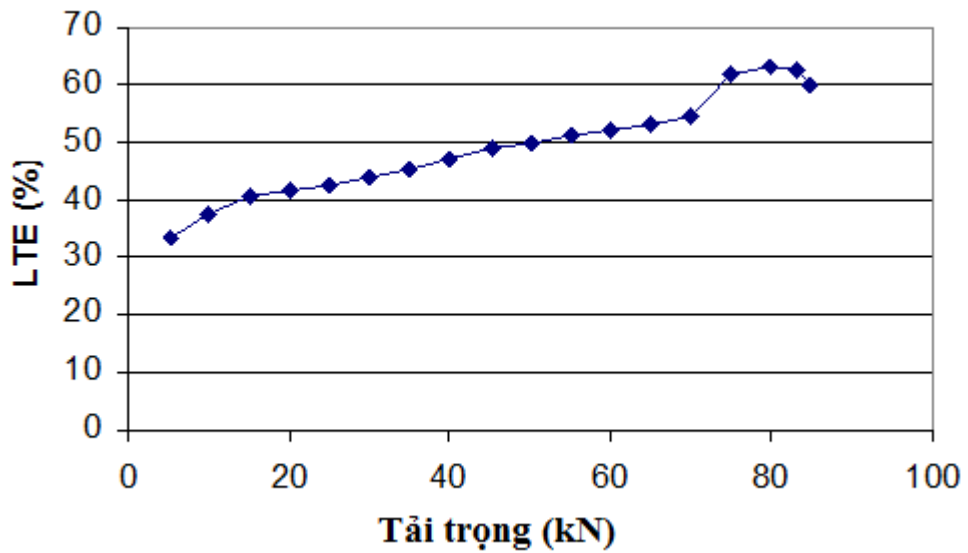
Hình 2. 12 Hiệu quả truyền lực của mỗi nối Mẫu 1



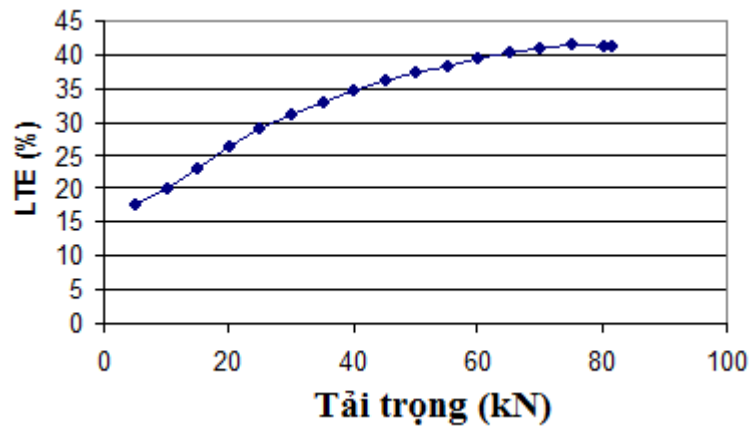
Hình 2. 13 Hiệu quả truyền lực của mỗi nối Mẫu 2



Hình 2. 14 Hiệu quả truyền lực của môi nối Mẫu 3



Hình 2. 15 Hiệu quả truyền lực của môi nối Mẫu 5



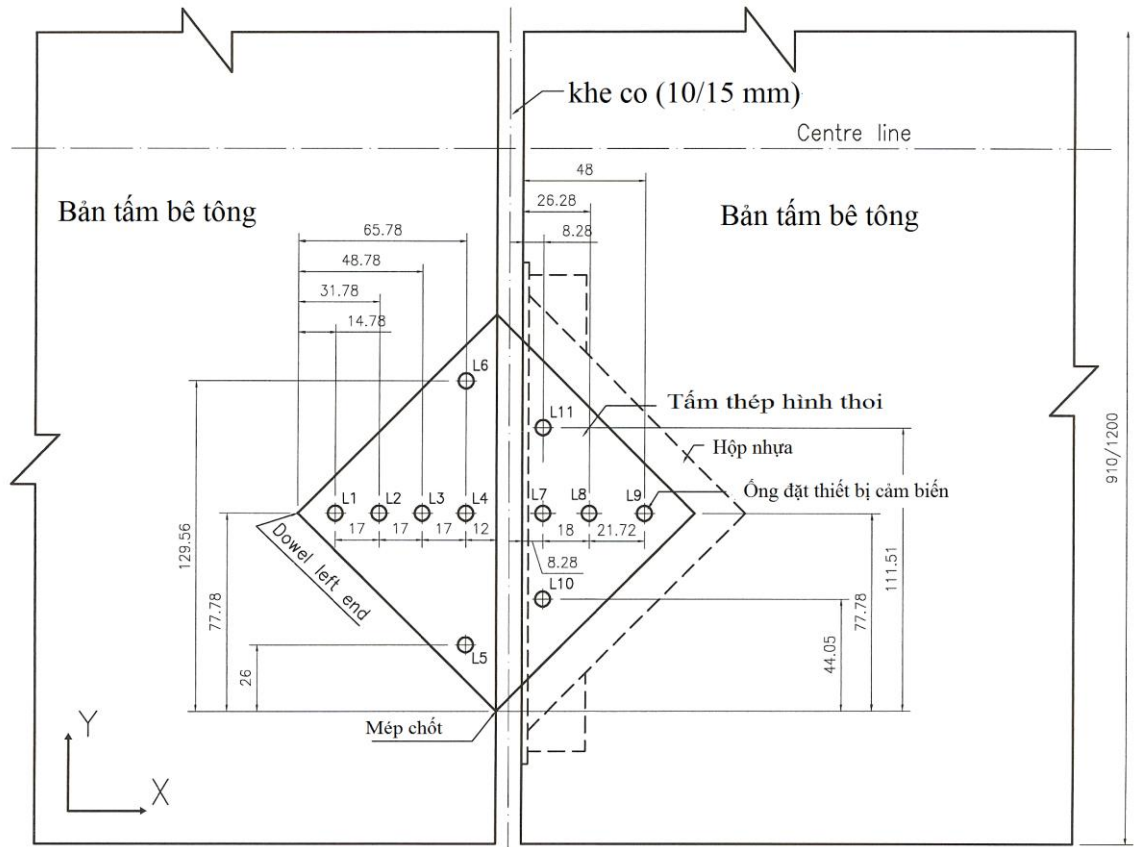
Hình 2. 16 Hiệu quả truyền lực của môi nối Mẫu 6

Nhận xét:

- Tất cả các mẫu thí nghiệm đều có hiệu quả truyền lực nhỏ hơn 70% trong khi mức chấp nhận được do AASHTO đưa ra là 75%. Như vậy, trong tình huống xấu nhất là bản bê tông không có nền đỡ ở phía dưới, mỗi nối sử dụng thép bản truyền lực hình thoi được coi như chưa đạt yêu cầu của AASHTO. Tuy nhiên, hầu hết các thí nghiệm (5/6 thí nghiệm) đều thỏa mãn chuyển vị tương đối giới hạn là 1.25 mm tại tải trọng phá hoại. Điều đó chỉ ra rằng chỉ số hiệu quả truyền lực có thể không phải là giải pháp hợp lý để đánh giá sự làm việc của thép bản truyền lực hình thoi.
- Các mẫu thí nghiệm sử dụng thép bản truyền lực hình thoi có hiệu quả truyền lực (LTE) thấp khi tải trọng nhỏ bởi vì độ dơ ban đầu. Khi chuyển vị hết độ dơ, hiệu quả truyền lực tăng đều cùng với tải trọng.
- Khe hở của mỗi nối nhỏ hơn sẽ cho hiệu quả truyền lực cao hơn. Mẫu 1 (khe hở 10 mm) LTE= 45%, trong khi đó mẫu 2 (khe hở 15 mm) có LTE= 43%. Tương tự mẫu 5 (khe hở 10 mm) LTE=52% trong khi mẫu 6 (khe hở 15mm) có LTE = 39%. Kết luận này trùng hợp với nghiên cứu trước đây đối với thanh truyền lực tròn do Colley và Humphrey tiến hành năm 1967 [31].

2.2.4 CHUYỂN VỊ TƯƠNG ĐỐI CỦA THÉP BẢN TRUYỀN LỰC HÌNH THOI

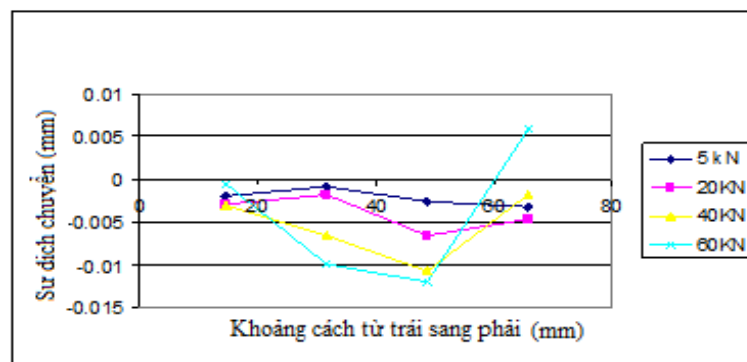
Mô hình thí nghiệm được thiết kế để xác định quan hệ chuyển vị và tải trọng của thép bản truyền lực hình thoi nằm trong bê tông. Cảm biến chuyển vị (LVDT) từ L1 đến L6 dùng để đo chuyển vị của thép bản truyền lực ở phía trái mỗi nối, trong khi cảm biến chuyển vị từ L7 đến L11 để đo chuyển vị ở phía bên phải của mỗi nối. Chi tiết vị trí của các cảm biến chuyển vị được trình bày trên Hình 2. 17.



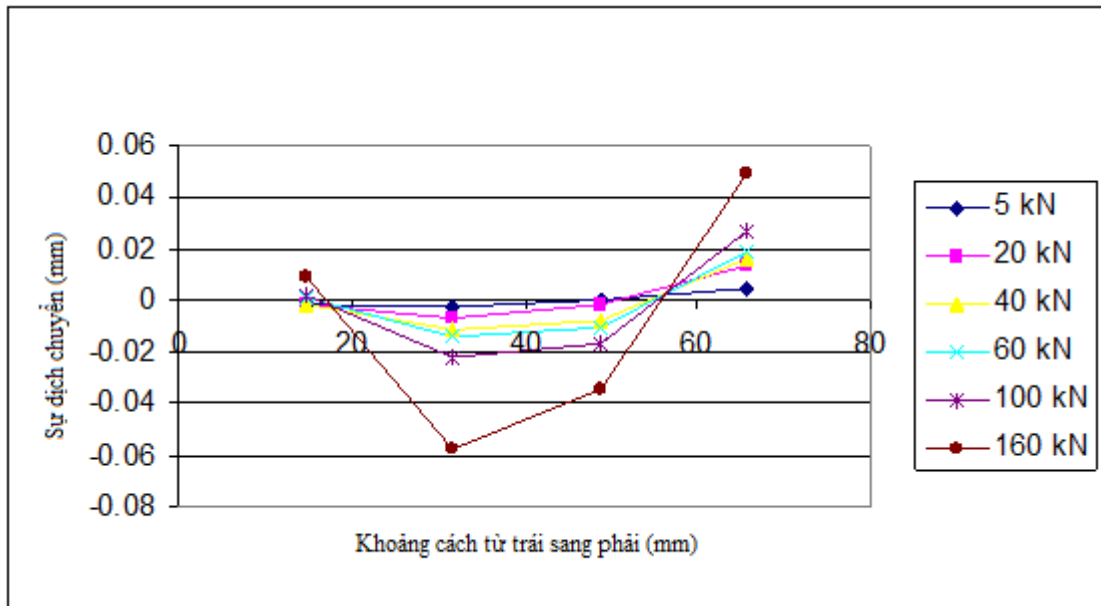
Hình 2. 17 Vị trí cảm biến - LVDT đo chuyển vị của thép bản truyền lực

2.2.4.1 Chuyển vị của thép bản truyền lực ở phía bên trái của mối nối

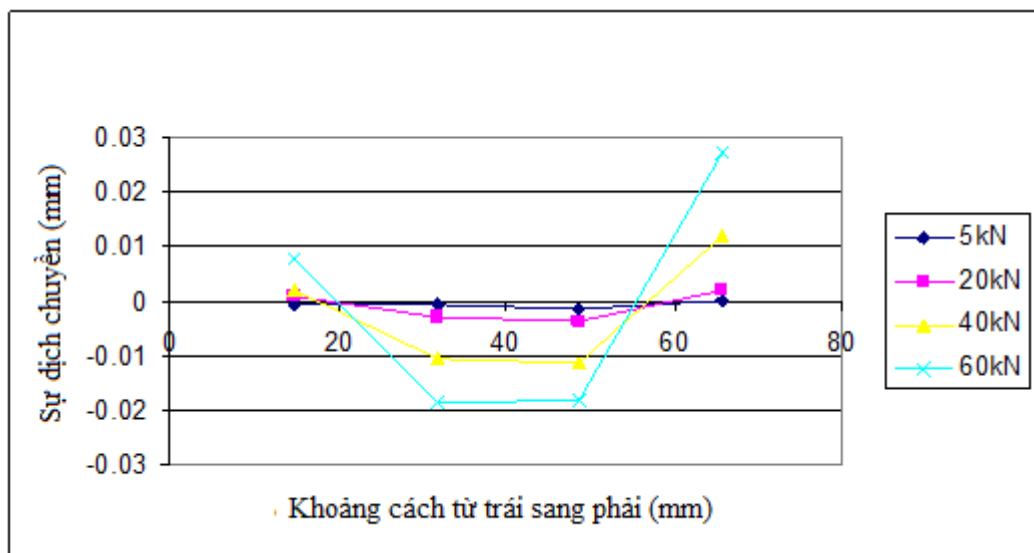
Chuyển vị của thép bản truyền lực hình thoi ở phía bên trái của mối nối được thể hiện trên đồ thị từ Hình 2. 18 đến Hình 2. 20. Trên các đồ thị, tung độ biểu diễn chuyển vị (Displacement) của thép bản trong môi trường bê tông, hoành độ biểu diễn khoảng cách (Distance) từ đầu trái của thép bản truyền lực đến các vị trí đo L1, 2, 3, 4. Trên mỗi đồ thị có các đường màu sắc khác nhau ứng với từng mức tải trọng tác dụng.



Hình 2. 18 Chuyển vị của thép bản truyền lực tại các điểm L1, 2, 3, 4 Mẫu 1



Hình 2. 19 Chuyển vị của thép bản truyền lực tại các điểm L1, 2, 3, 4 Mẫu 3



Hình 2. 20 Chuyển vị của thép bản truyền lực hình thoi tại các điểm L1, 2, 3, 4 Mẫu 5

Nhận xét:

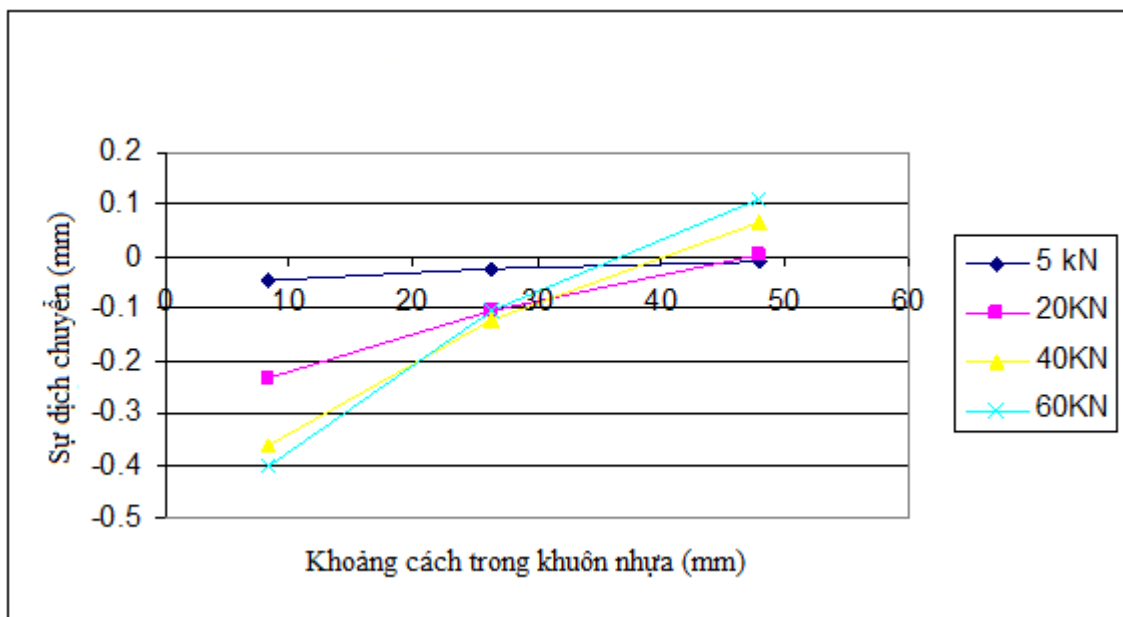
Đọc theo các vị trí đo L1, 2, 3, 4 kết quả thí nghiệm thể hiện ứng xử của thép bản truyền lực giống nhau giữa các mẫu thí nghiệm. Các thép bản đều cong lên phía trên và đều có chuyển vị lớn hơn ở vị trí gần bề mặt mỗi nối (L4). Tại phía cuối của thép bản (L1) - vị trí xa hơn kể từ bề mặt mỗi nối, chuyển vị đo được là nhỏ nhất. Giá trị của các chuyển vị này rất nhỏ. Ví dụ, chuyển vị bằng 0.014mm và 0.0022mm ứng với tải trọng bằng 20kN của Mẫu 3 và Mẫu 5. Khi

tải trọng đạt 70% tải trọng phá hoại, những giá trị đó là 0.034mm và 0.027mm. Những giá trị này rất nhỏ và dễ dàng bị ảnh hưởng bởi các yếu tố như độ bằng phẳng của bề mặt thép bản truyền lực hoặc bụi xi măng ở trong ống đo bằng đồng, Điều đáng chú ý ở đây là chuyển vị của thép bản truyền lực hình thoi trong bê tông nhỏ hơn nhiều so với các dạng thanh truyền lực khác đã được công bố bởi Mannava cùng các cộng sự [32] và Shalaby [33].

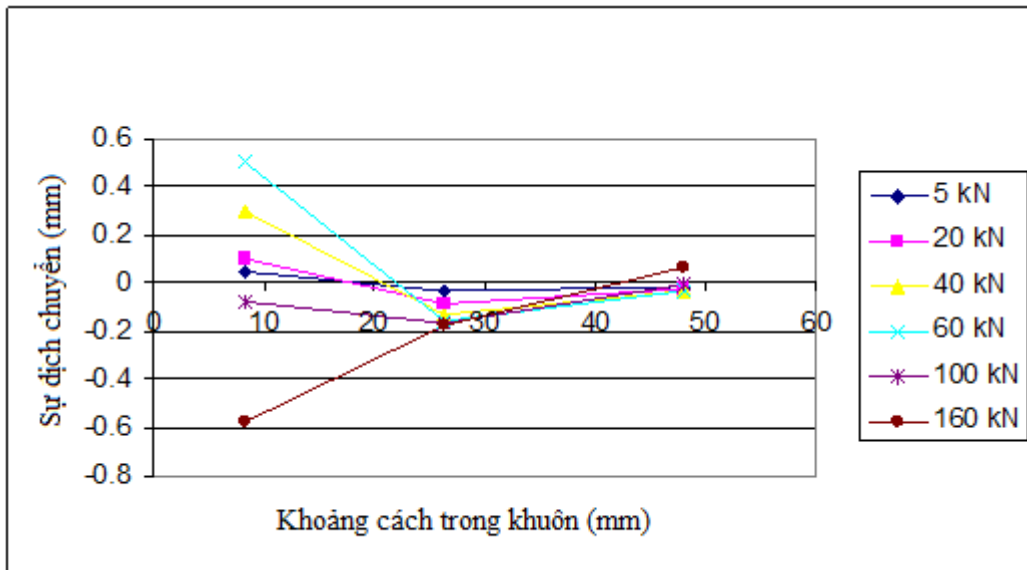
2.2.4.2 Chuyển vị của thép bản truyền lực trong khuôn nhựa (bên phải mối nối)

Chuyển vị của thép bản trong khuôn nhựa được thể hiện trên đồ thị từ Hình 2. 21 đến Hình 2. 23. Tung độ biểu diễn chuyển vị (Displacement), hoành độ biểu diễn khoảng cách (Distance) từ bề mặt mối nối đến các vị trí đo L7, 8, 9.

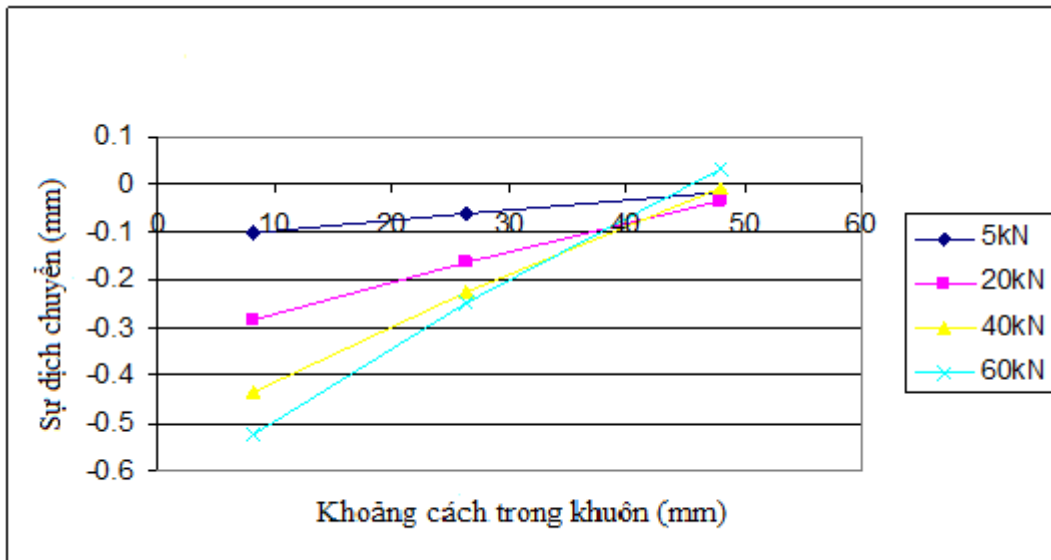
Tại phía bên phải của mối nối, vì tồn tại khe hở nhỏ giữa thép bản truyền lực và khuôn nhựa, chuyển vị của dọc theo các điểm L7, 8, 9 (trục X đồ thị) lớn hơn nhiều so với chuyển vị của thép bản ở phía bên trái của mối nối. Tại vị trí đo L7 của mẫu 1 và mẫu 5, chuyển vị lần lượt là 0.403 và 0.526 mm khi tải trọng bằng 60 kN. Dọc theo bề mặt mối nối (trục Y đồ thị), thép bản bị cong vồng lên phía trên tại vùng giữa thép bản (vị trí L7), các điểm thấp hơn nằm tại cạnh của thép bản (vị trí L10, L11)



Hình 2. 21 Chuyển vị của thép bản truyền lực tại các điểm L7,8,9 Mẫu 1



Hình 2. 22 Chuyển vị của thép bản truyền lực tại các điểm L7,8,9 Mẫu 3



Hình 2. 23 Chuyển vị của thép bản truyền lực tại các điểm L7,8,9 Mẫu 5

CHƯƠNG 3 : MÔ HÌNH HÓA MÁY TÍNH

SO SÁNH KẾT QUẢ TỪ MÔ HÌNH HÓA VÀ THÍ NGHIỆM

3.1 GIỚI THIỆU CHUNG

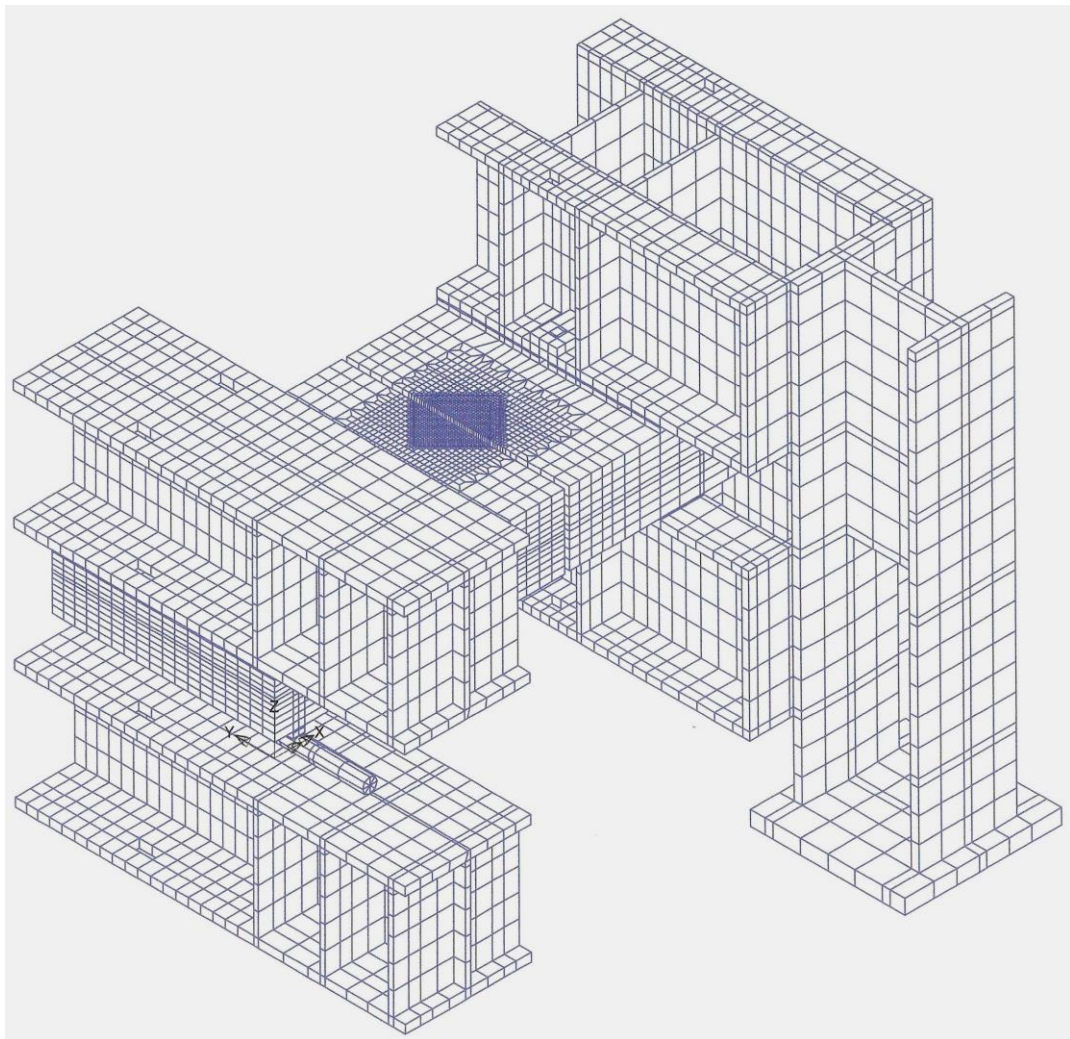
Để nghiên cứu được sự làm việc của mỗi bản bê tông trên mặt nền sử dụng thép bản truyền lực hình thoi. Phương pháp phần tử hữu hạn đã được lựa chọn để giải quyết các vấn đề mà các phương pháp phân tích thông thường rất khó có thể thực hiện được. Nhờ phương pháp này, các điều kiện về tải trọng tác dụng, sơ đồ thí nghiệm, liên kết, tiếp xúc, đặc trưng vật liệu có thể được mô hình hóa một cách chi tiết.

Trong phương pháp phần tử hữu hạn, kết cấu hoàn chỉnh được mô hình một cách lý tưởng như là sự liên kết giữa các phần tử 2 hoặc 3 chiều. Số nút trong mô hình kết cấu càng lớn, số phương trình cần giải càng nhiều. Vì vậy sẽ tốn nhiều thời gian hơn. Về mặt tổng thể, lưới phần tử càng mịn (số nút tăng), độ chính xác càng cao. Do đó việc cân đối giữa số lượng nút, kích cỡ của mô hình và thời gian xử lý phân tích của máy tính là rất cần thiết. Phần tử hai chiều sẽ cho số lượng nút giảm, thời gian xử lý nhanh. Mặc dù vậy, phần tử hai chiều có hạn chế liên quan đến giả thuyết của lý thuyết tấm phẳng. Vì vậy nhiều vấn đề không thể mô hình hóa chính xác sử dụng loại phần tử này. Mô hình hóa tấm bê tông và thép bản truyền lực sử dụng phần tử ba chiều- phần tử khối (solid element) cho phép mô hình hóa chính xác hơn sơ đồ kết cấu thí nghiệm, nghiên cứu được các trạng thái ứng suất biến dạng của bất kỳ điểm nào trên kết cấu. Điều này không thể thực hiện được nếu sử dụng phần tử hai chiều.

Các mô hình phần tử hữu hạn sử dụng phần tử khối của phần mềm LUSAS đã được xây dựng để mô hình hóa toàn bộ thí nghiệm. LUSAS là một phần mềm đa dụng, có thể phân tích tuyến tính, phi tuyến, động lực, nhiệt và các trạng thái điều kiện biên. Phần mềm cung cấp 135 loại phần tử khác nhau gồm phần tử thanh, dầm, tấm, vỏ, nhiệt, màng, nút và phần tử tiếp xúc bề mặt.

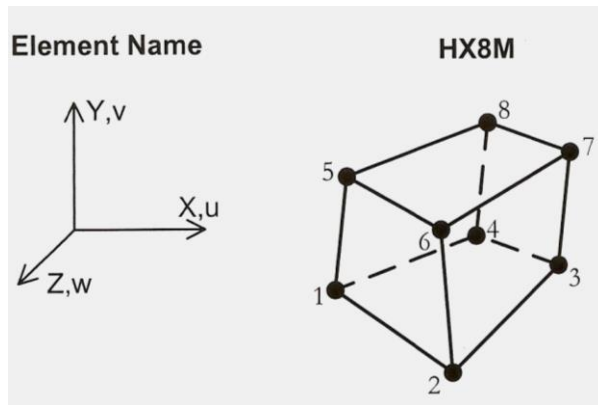
3.2 XÂY DỰNG MÔ HÌNH

Do kết quả đo có giá trị rất nhỏ và để tăng độ chính xác của kết quả thu được từ mô hình, một nửa sơ đồ thí nghiệm đã được mô hình hóa trên máy tính thể hiện trên Hình 3. 1 bao gồm cột khung thí nghiệm, dầm 4, dầm 2, bản bê tông, thép truyền lực hình thoi, thép tấm và thép tròn ở gối kê, tấm cao su đệm, ... với tổng số trên 300000 phần tử, thời gian phân tích trung bình cho một trường hợp khoảng 10 tiếng.

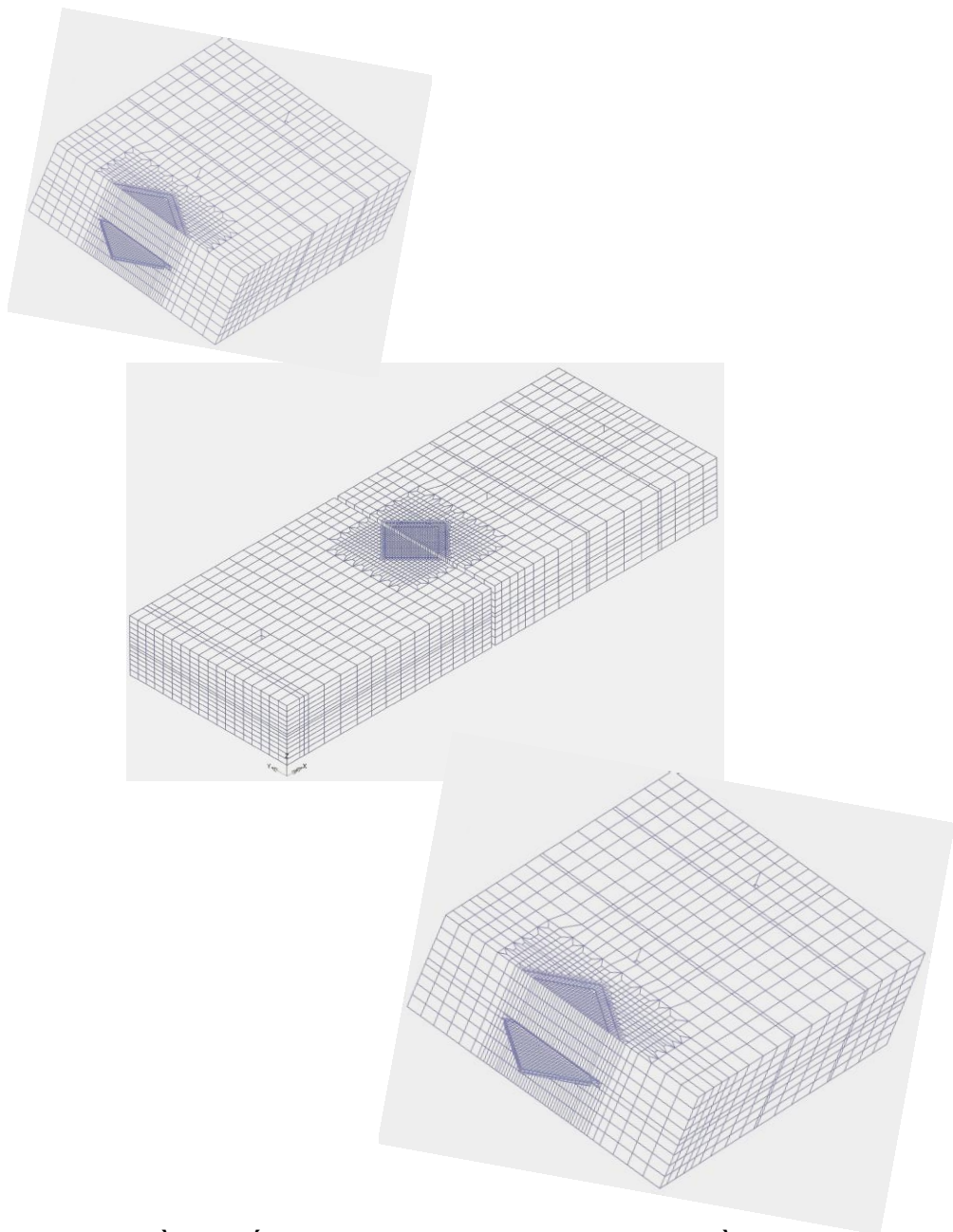


Hình 3. 1 Sơ đồ lưới phần tử mô hình hóa thí nghiệm

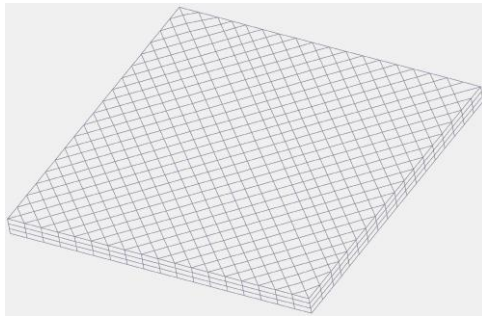
Mô hình hóa thí nghiệm sử dụng sử dụng phần tử khối 8 nút (Hình 3. 2) để giảm thời gian phân tích của máy tính đồng thời cũng cho kết quả tại các vị trí cần số liệu. Sơ đồ lưới phần tử của tấm bản bê tông và thép bản truyền lực hình thoi được thể hiện trên Hình 3. 3 và Hình 3. 4.



Hình 3. 2 Phần tử khối 8 nút HX8M



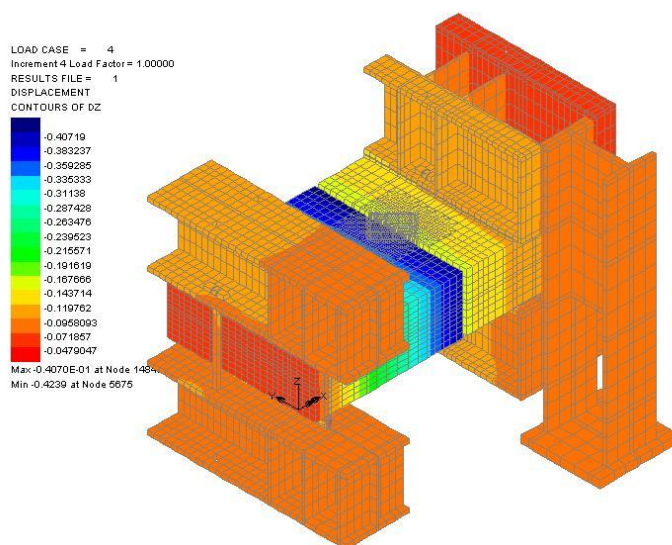
Hình 3. 3 Lưới phần tử tấm bê tông và vị trí của thép truyền lực trong bản



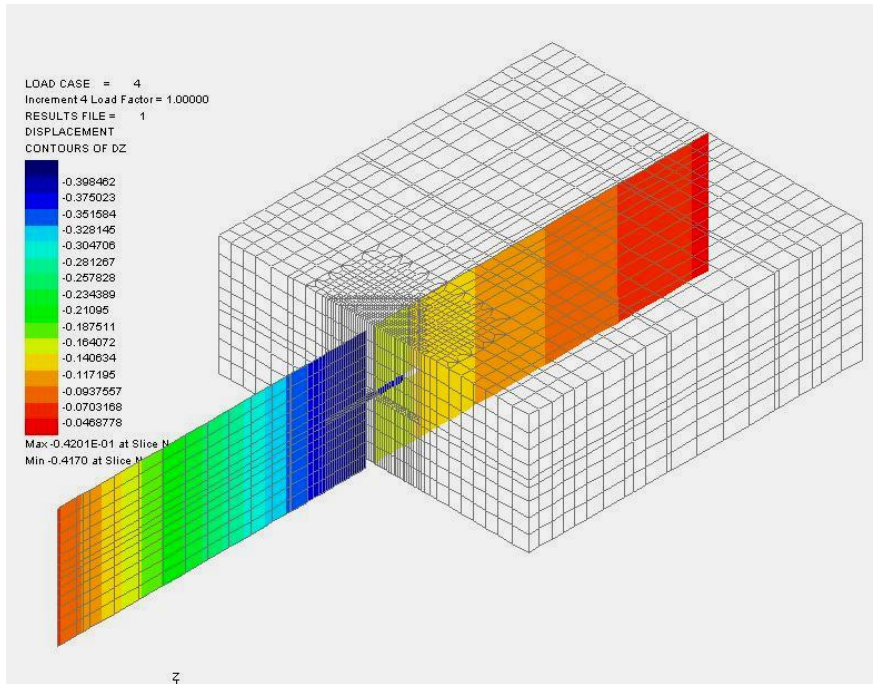
Hình 3. 4 Lưới phân tử thép truyền thép tấm truyền lực hình thoi

3.3 KẾT QUẢ MÔ HÌNH PHẦN TỬ HỮU HẠN

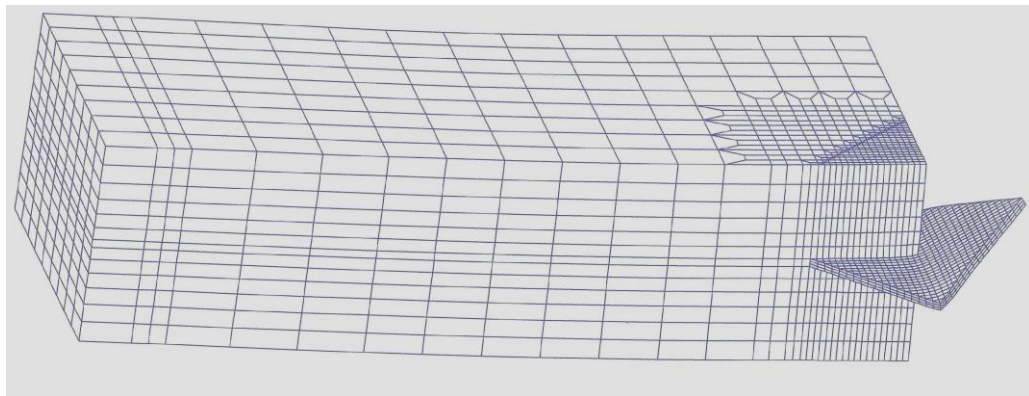
Kết quả mô hình được thể hiện trực quan, thân thiện người dùng qua các màu sắc và bảng số liệu chi tiết của từng phần tử giúp cho việc phân tích được chính xác. Hình 3. 5 biểu diễn chuyển vị của toàn bộ mô hình thí nghiệm. Dựa trên bảng màu, có thể nhận biết khu vực nào có chuyển vị lớn và khu vực có chuyển vị nhỏ. Hình 3. 6 cho cái nhìn tổng thể về chuyển vị của toàn bộ hệ thống dọc theo lát cắt đi qua tâm của của thép bản truyền lực hình thoi. Hình 3. 7 thể hiện biến dạng của thép bản khi truyền tải trọng từ bên trái sang bên phải của mỗi nối. Biến dạng này được khuếch đại lên 230 lần để thuận tiện cho việc hình dung và đánh giá dạng biến dạng của tấm thép truyền lực.



Hình 3. 5 Chuyển vị của mô hình tổng thể



Hình 3. 6 Chuyển vị theo mặt cắt dọc qua điểm giữa thép bản hình thoi



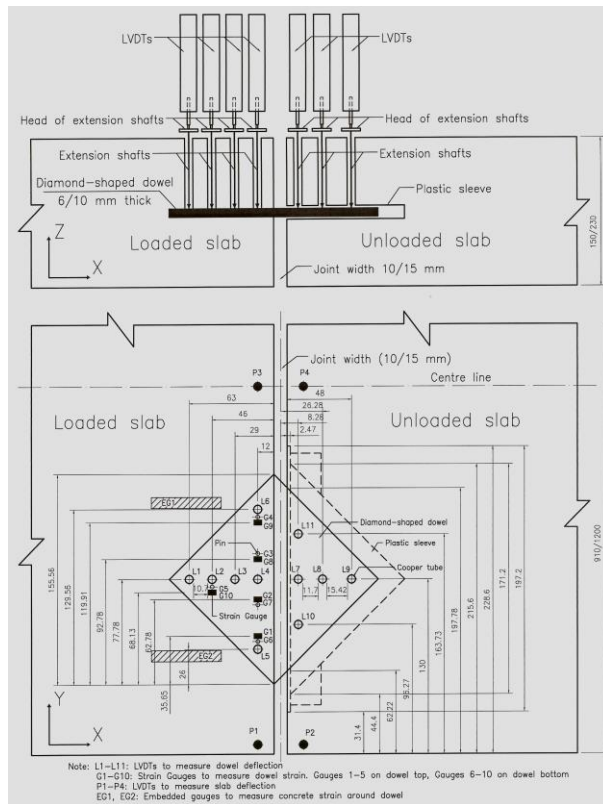
Hình 3. 7 Biến dạng của thép tấm truyền lực (hệ số khuếch đại 230)

3.4 SO SÁNH KẾT QUẢ TỪ MÔ HÌNH HÓA VÀ THÍ NGHIỆM

Để kiểm chứng độ mức độ chính xác của mô hình hóa, sự phù hợp trong các khai báo các tham biến liên quan đến vật liệu, liên kết, tiếp xúc, ...kết quả từ mô hình hóa máy tính được so sánh với kết quả thí nghiệm. Những kết quả sau đây sẽ được so sánh để kiểm chứng mô hình phần tử hữu hạn trên máy tính:

- Tải trọng phá hoại.
- Chuyển vị tương đối của mối nối (RD) – điểm P3 và P4
- Chuyển vị tương đối của thép bản truyền lực hình thoi tại các điểm L1, 2, 3, 4

Để thuận tiện cho việc theo dõi và so sánh kết quả, vị trí các điểm đo được thể hiện chi tiết trên Hình 3.4. 1. Điểm P1, P2, P3, P4 được đặt các cảm biến để đo chuyển vị của hai bên mối nối tại cạnh và điểm giữa của tấm bản bê tông. Chuyển vị của thép bản truyền lực được đo bằng các cảm biến chuyển vị có độ chính xác cao tại các vị trí từ L1 đến L11.



Hình 3.4. 1 Vị trí đặt các thiết bị đo trên mẫu thí nghiệm

3.4.1 TẢI TRỌNG PHÁ HOẠI

Bảng 3. 4. 1 So sánh tải trọng phá hoại giữa thí nghiệm và mô hình máy tính. thể hiện sự so sánh tải trọng phá hoại sự đoán trên mô hình và tải trọng phá hoại thực tế khi thí nghiệm tại xưởng. Kết quả cho thấy mô hình phần tử hữu hạn có khả năng dự báo tốt tải trọng phá hoại. Thí nghiệm Mẫu 3 (Test 3) bị phá hoại khi tải trọng đạt 168 kN trong khi tải trọng dự báo từ mô hình là 167.5 kN. Sự khác biệt lớn nhất ứng với thí nghiệm Mẫu 5, tải phá hoại thí nghiệm là 84 kN trong khi mô hình máy tính dự báo kết quả là 93 kN. Sự sai khác này có thể do các yếu tố ảnh hưởng đến kết quả thí nghiệm như: lỗ rỗng (bọt khí) khi bản khi đổ bê tông, sai số về kích thước, dung sai, độ phẳng bề mặt của bản bê tông, v.v.

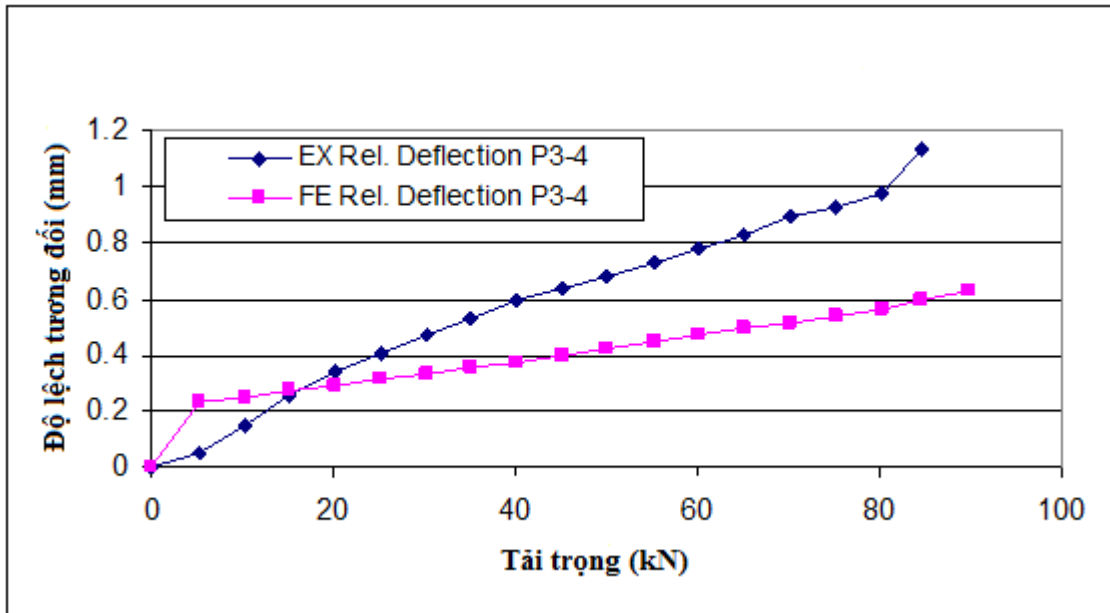
Bảng 3. 4. 1 So sánh tải trọng phá hoại giữa thí nghiệm và mô hình máy tính.

Thí nghiệm số	Tải trọng phá hoại thí nghiệm (kN)	Tải trọng phá hoại trên mô hình (kN)
Mẫu 1	84	90
Mẫu 2	63	65
Mẫu 3	168	167.5
Mẫu 4	--	--
Mẫu 5	84	93
Mẫu 6	82	85

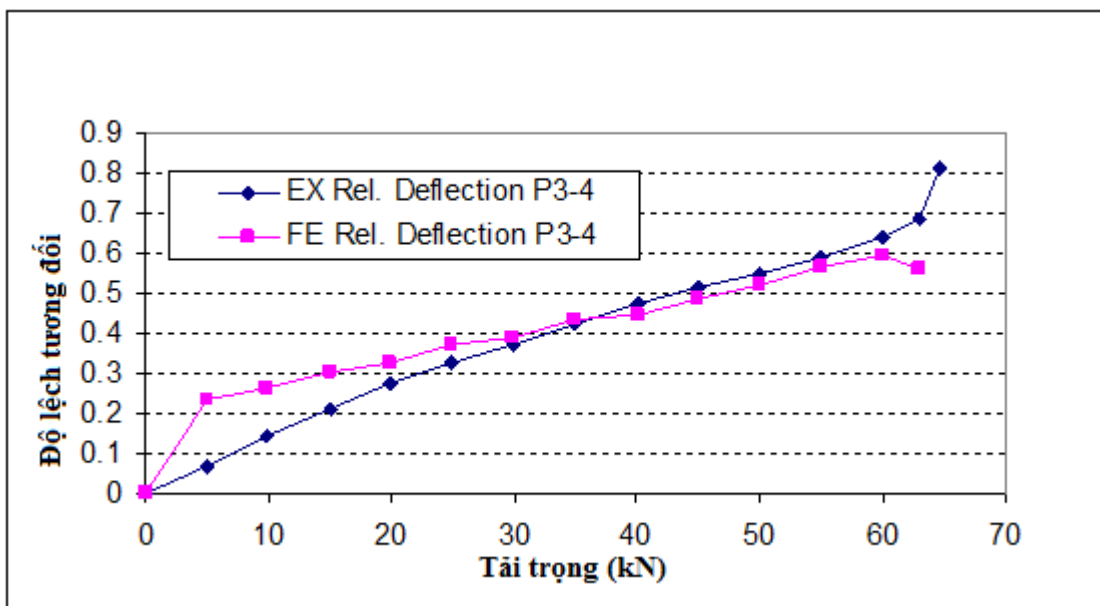
3.4.2 CHUYỂN VỊ TƯƠNG ĐỐI CỦA MÓI NÓI:

Một tham số khác để đánh giá kết quả mô hình là kết chuyển vị tương đối (Relative Deflection-RD) của tấm bản bê tông ở hai phía mối nối. Hình 3. 4. 2 đến Hình 3 4. 6 các đồ thị thể hiện kết quả thu được từ thí nghiệm và mô hình máy tính. Trên các đồ thị, tung độ biểu diễn chuyển vị tương đối (RD) tại điểm P3 và P4 là điểm giữa tấm bản ở hai phía của mối nối (Hình 3.4. 1). Hoành độ biểu diễn giá trị của tải trọng tác dụng (Load). Trên mỗi đồ thị có hai đường màu sắc

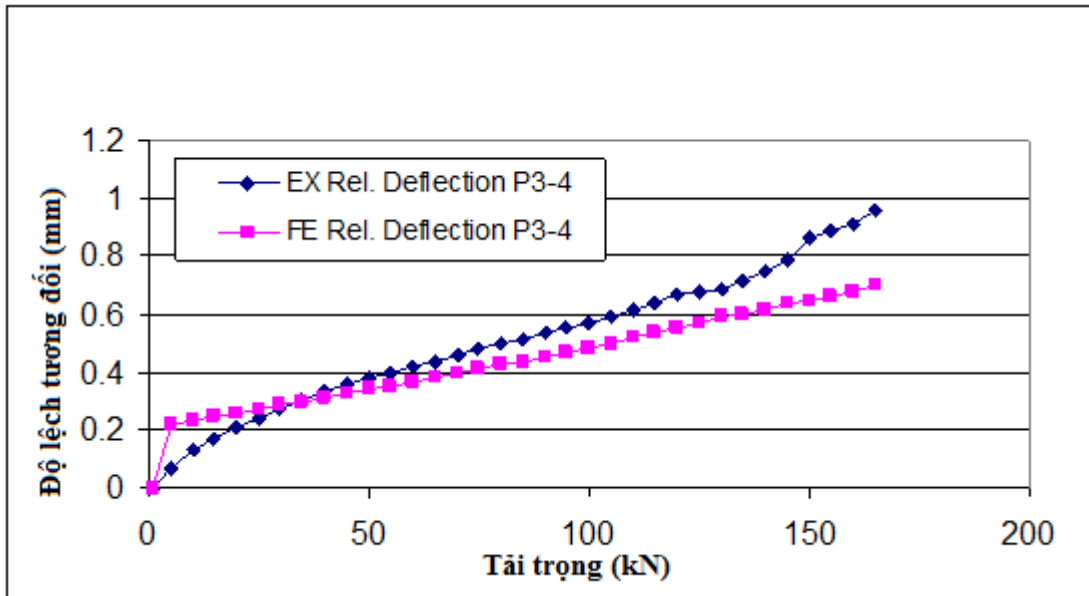
khác nhau. Đường màu xanh biểu thị kết quả thu được từ thí nghiệm (EX), đường màu tím thể hiện kết quả từ việc phân tích mô hình phần tử hữu hạn (FE).



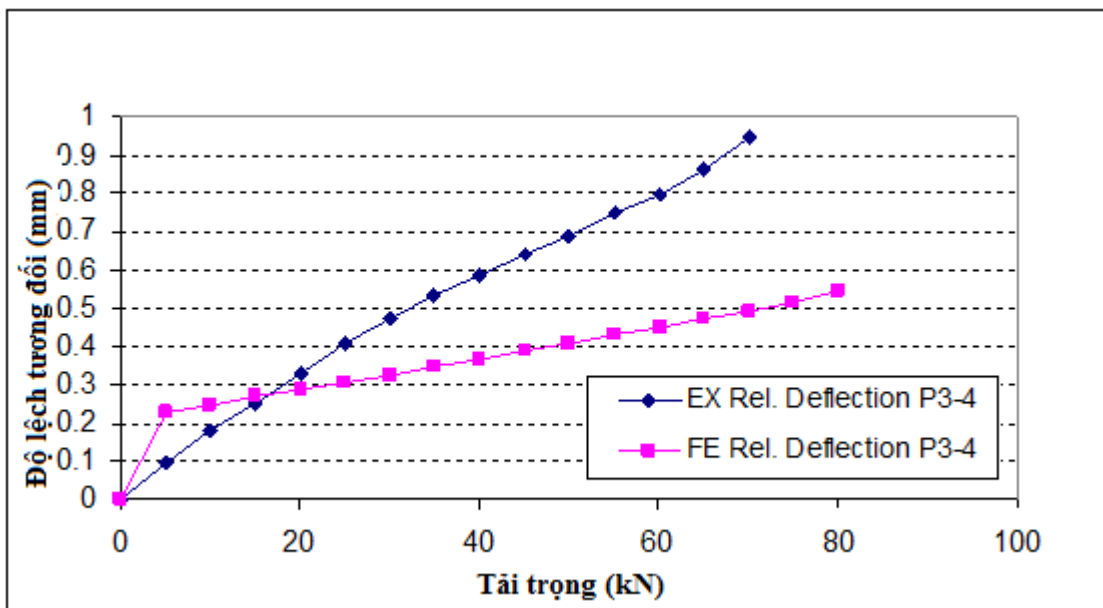
Hình 3. 4. 2 So sánh chuyển vị tương đối giữa thí nghiệm và mô hình máy tính (Mẫu 1)



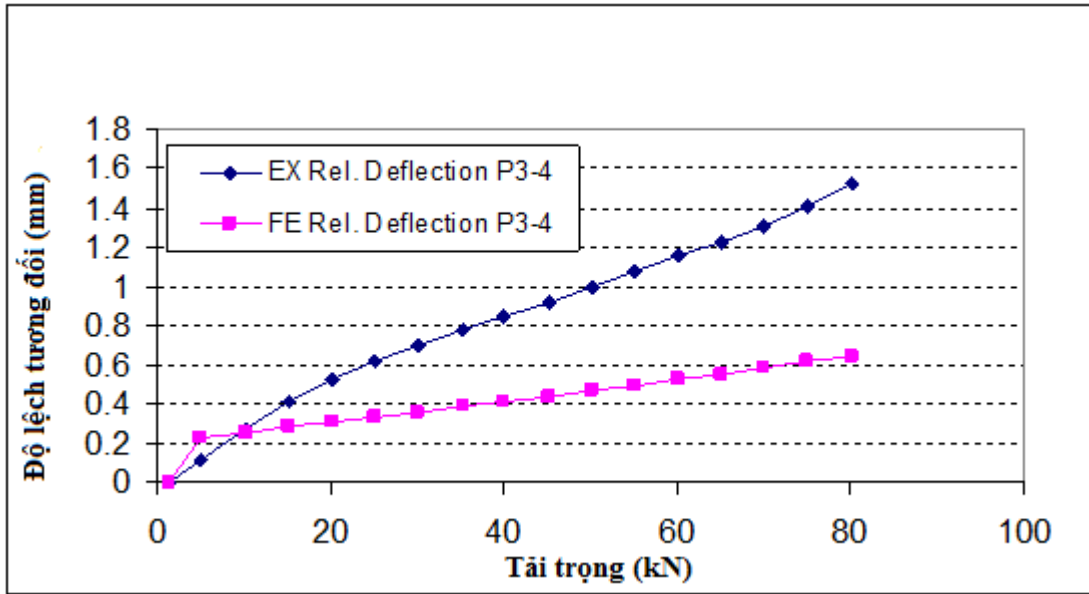
Hình 3.4. 3 So sánh chuyển vị tương đối giữa thí nghiệm và mô hình máy tính (Mẫu 2)



Hình 3. 4. 4 Chuyển vị tương đối mối nối giữa thí nghiệm và mô hình máy tính (Mẫu 3)



Hình 3. 4. 5 Chuyển vị tương đối mối nối giữa thí nghiệm và mô hình máy tính (Mẫu 5)



Hình 3.4.6 Chuyển vị tương đối mỗi nối giữa thí nghiệm và mô hình máy tính (Mẫu 6)

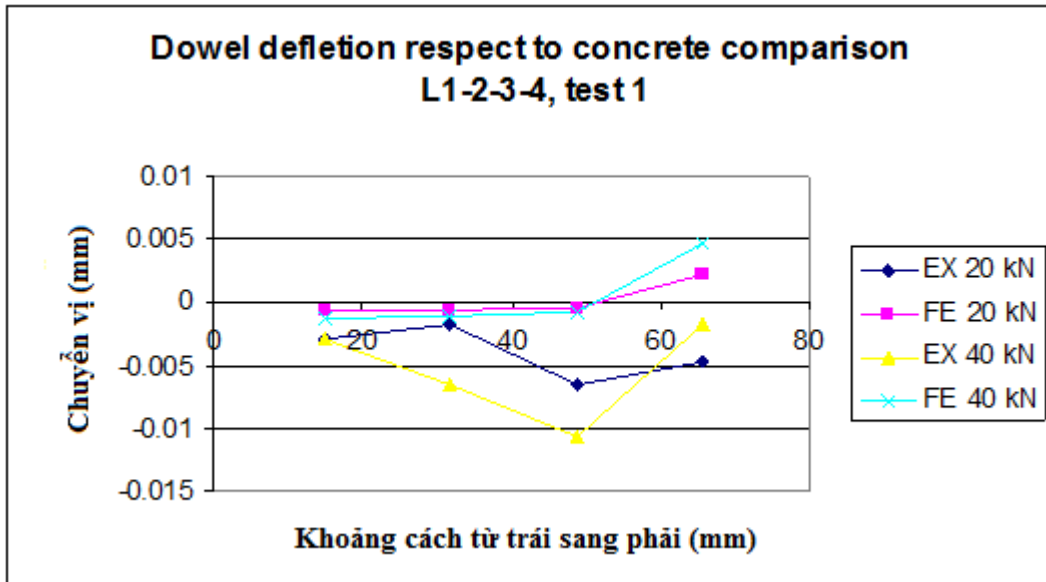
Nhận xét:

- Chuyển vị tương đối tăng khi tải trọng tăng
- Kết quả thu từ thí nghiệm và mô hình chạy trên máy tính tương đối phù hợp. Sự sai khác nhỏ giữa hai kết quả có thể do dung sai kích thước, độ bằng phẳng của bề mặt đo. Mặt khác khi đo các giá trị rất nhỏ của chuyển vị, điều đó có nghĩa là, các sai số rất nhỏ có thể gây tác động lớn đến kết quả lưu trữ. Kết quả chỉ ra rằng mô hình lý thuyết trên máy tính có độ cứng cao hơn so với mô hình thực như đã được dự báo từ trước.
- Sự so sánh cũng một lần nữa khẳng định chuyển vị tương đối quá giới hạn không phải là yếu tố để điều khiển sự làm việc của mối nối.
- Kết quả chạy mô hình FE thể hiện chuyển vị ban đầu cho hết khoảng dư của hệ thống mối nối.

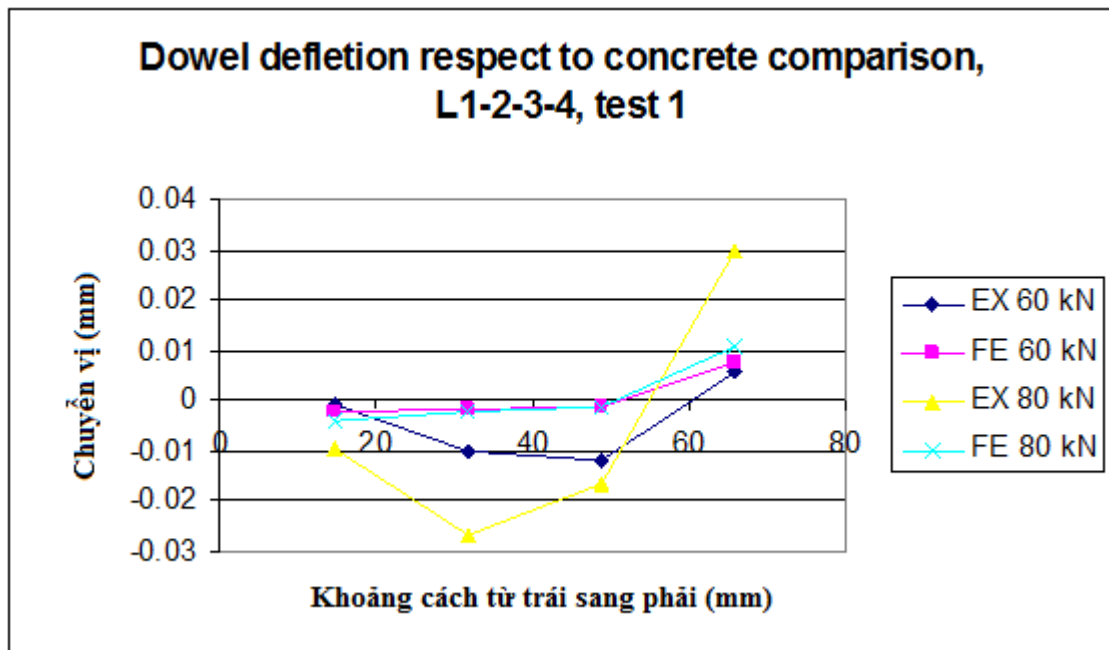
3.4.3 CHUYỂN VỊ TƯƠNG ĐỐI CỦA THÉP BẢN TRUYỀN LỰC

Để kiểm chứng sự biến dạng của tấm thép bản truyền lực hình thoi, dữ liệu phần tử hữu hạn sẽ được so sánh với kết quả thí nghiệm tại các điểm thẳng hàng L1, L2, L3, L4 và L5, L4, L6 (xem Hình 3.4. 1). Các đồ thị từ Hình 3.4. 7 đến Hình 3.4. 11 thể hiện sự so sánh điển hình giữa mô hình máy tính và thí nghiệm về biến dạng của thép bản truyền lực trong bê tông ứng với một giá trị tải trọng

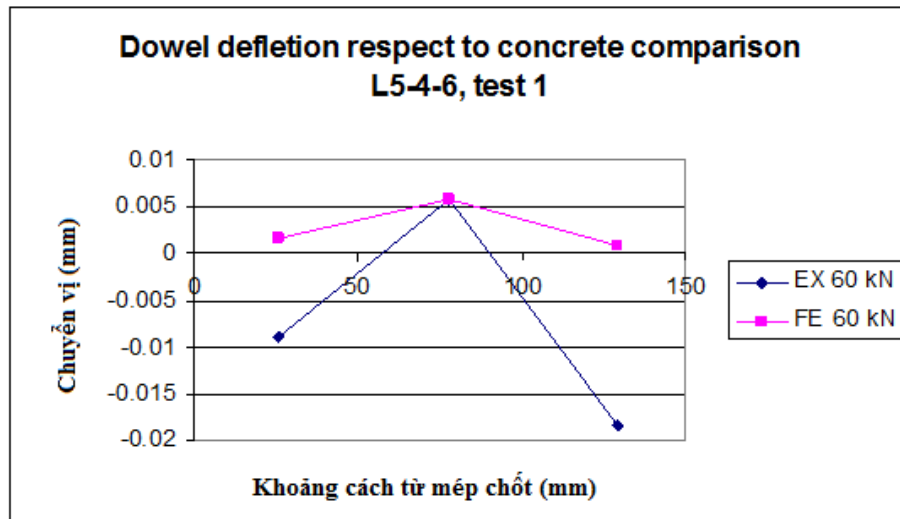
nào đó. Các đồ thị cho thấy hình thức biến dạng có được từ mô hình máy tính giống với kết quả thí nghiệm. Sự sai khác về giá trị tuyệt đối có thể do các lý do đã được giải thích ở phần trên. Các giá trị cũng thể hiện rằng chuyển vị của thép bản truyền lực trong môi trường bê tông là rất nhỏ, nhỏ hơn 0.04 mm.



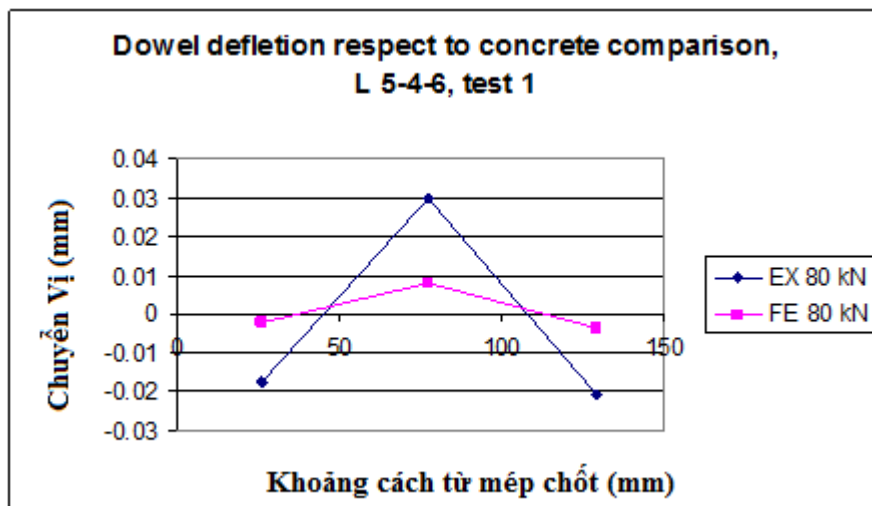
Hình 3.4. 7 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 1;điểm 1-2-3-4 tải 20,40 kN



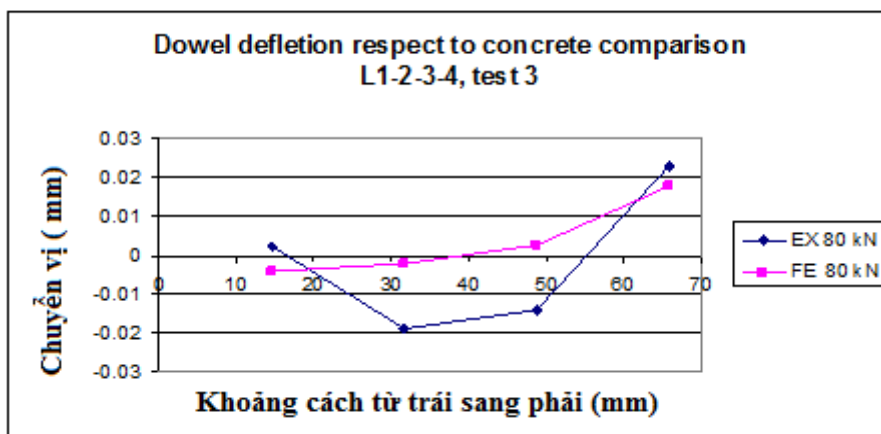
Hình 3.4. 8 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 1; điểm 1-2-3-4 tải 60,80 KN



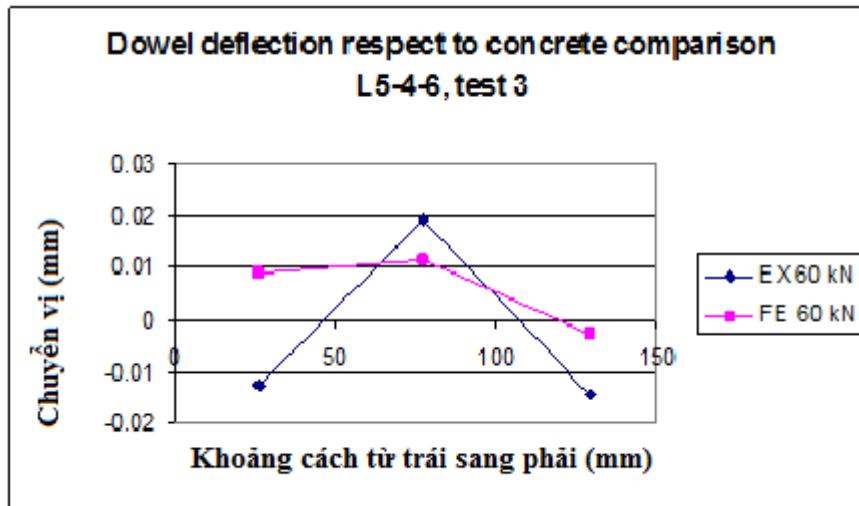
Hình 3.4. 9 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 1; điểm 5-4-6; 60 kN



Hình 3.4. 10 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 1; điểm 5-4-6; 80 kN



Hình 3.4. 11 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 3; điểm 1-2-3-4; 60 KN



Hình 3.4. 12 So sánh chuyển vị thép bản Mẫu 3; điểm 5-4-6; 60 KN

3.4.4 SO SÁNH HIỆU QUẢ KINH TẾ CỦA CÁC LOẠI THANH TRUYỀN LỰC

Dựa theo kết quả tính toán có được trong bảng, mà đã được tờ báo DIAMOND DOWEL SYSTEM của Úc đăng viết.

Bảng 2.4 KÍCH THƯỚC VÀ KHOẢNG CÁCH CỦA THANH TRUYỀN LỰC

Chiều dày BT (mm)	Khoảng cách thanh truyền lực (mm)			Khoảng cách giữa các thanh truyền lực (mm)		
	Thép tròn	Thép vuông	Thép hình thoi	Thép tròn	Thép vuông	Thép hình thoi
130-150	19x360	19x360	6x110x110	300	360	460
180-200	25x410	25x410	9x110x110	300	360	460
230-280	32x460	32x460	19x110x110	300	300	510

* Bản bê tông dày từ 130 mm đến 150 mm

Thép tròn có kích thước: 19 x 360 với khoảng cách các thanh là 300 mm.

Thép vuông có kích thước: 19 x 360 với khoảng cách các thanh là 360 mm.

Thép bản hình thoi có kích thước:

6 x 110 x 110 với khoảng cách các thanh là 460 mm.

Trọng lượng tính toán cho từng loại thanh:

Thanh thép tròn d19: $0.0095 \times 2 \times 0.36 \times 3.14 \times 7850 = 0.8 \text{ kg}$

Thanh thép vuông: $0.019 \times 0.019 \times 0.36 \times 7850 = 1.02 \text{ kg}$

Thanh thép hình thoi: $0.006 \times 0.11 \times 0.11 \times 7850 = 0.57 \text{ kg}$

* Bản bê tông dày từ 180 mm đến 200 mm

Thép tròn có kích thước: 25 x 410 với khoảng cách các thanh là 300mm .

Thép vuông có kích thước: 25 x 410 với khoảng cách các thanh là 360mm.

Thép bản hình thoi có kích thước:

9 x 110 x 110 với khoảng cách các thanh là 460 mm.

Trọng lượng tính toán cho từng loại thanh:

Thanh thép tròn d25: $0.0125 \times 2 \times 0.41 \times 3.14 \times 7850 = 1.6 \text{ kg}$

Thanh thép vuông: $0.025 \times 0.025 \times 0.41 \times 7850 = 2.01 \text{ kg}$

Thanh thép hình thoi: $0.009 \times 0.11 \times 0.11 \times 7850 = 0.855 \text{ kg}$

* Bản bê tông dày từ 230 mm đến 280 mm

Thép tròn có kích thước: 32 x 460 với khoảng cách các thanh là 300 mm .

Thép vuông có kích thước: 32 x 460 với khoảng cách các thanh là 300 mm.

Thép bản hình thoi có kích thước:

19 x 110 x 110 với khoảng cách các thanh là 510 mm

Trọng lượng tính toán cho từng loại thanh:

Thanh thép tròn d32: $0.016 \times 2 \times 0.46 \times 3.14 \times 7850 = 2.9 \text{ kg}$

Thanh thép vuông: $0.032 \times 0.032 \times 0.46 \times 7850 = 3.7 \text{ kg}$

Thanh thép hình thoi: $0.019 \times 0.11 \times 0.11 \times 7850 = 1.8 \text{ kg}$

Lập bảng so sánh giá trị cho hệ thanh truyền lực như trên (*theo đơn giá quý I của Công ty TNHH Đông Hằng - Quảng Ninh năm 2017*) ta có bảng tổng hợp khối lượng.

**Bảng 2.5 BẢNG TỔNG HỢP KHỐI LƯỢNG CỦA CÁC THANH
TRUYỀN LỰC**

STT	Tên công tác	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá CTy TNHH Ánh sao	Thành tiền
	Bản bê tông 130-150 (mm)				
1	Thép tròn D19: 19 x 360	kg	0,8	19.285,7	15.428,5
2	Thép vuông: 19 x19 x 360	kg	1,02	33.677,	34.350,5
3	Thoi hình thoi: 6 x 110 x 110	kg	0,57	23.938,	13.644,7
	Bản bê tông 180-200 (mm)				
1	Thép tròn D25: 25 x 360	kg	1,6	19.285,7	30.857,1
2	Thép vuông: 25 x 360	kg	2,01	33.677,	67.690,8
3	Thoi hình thoi: 9 x 110 x 110	kg	0,855	23.938,	20.467,
	Bản bê tông 230-280 (mm)				
1	Thép tròn D32: 32 x 360	kg	2,9	19.285,7	55.928,4
2	Thép vuông: 32 x 360	kg	3,7	33.677,	124.604,9
3	Thoi hình thoi: 19 x 110 x 110	kg	1,8	23.938,	43.088,4

* Dựa vào kết quả tổng hợp khối lượng của hệ thanh truyền lực hình tròn, hình vuông, hình thoi ta thấy:

- Với bản bê tông dày 130 mm – 150 mm: Nếu sử dụng thép truyền lực hình tròn d19 chi phí giảm là 55%, thép bản truyền lực hình thoi chi phí giảm là 60% so với sử dụng thép truyền lực hình vuông. Thép truyền lực hình thoi so với thép truyền lực hình tròn chi phí giảm là 9%.

- Với bản bê tông dày 180 mm – 200 mm: Nếu sử dụng thép truyền lực hình tròn d25 chi phí giảm là 54%, thép bản truyền lực hình thoi chi phí giảm là 70% so với sử dụng thép truyền lực hình vuông. Thép truyền lực hình thoi so với thép truyền lực hình tròn chi phí giảm là 34%.

- Với bản bê tông dày 230 mm – 280 mm: Nếu sử dụng thép truyền lực hình tròn d32 chi phí giảm là 55% , thép bản truyền lực hình thoi chi phí giảm là

64% so với sử dụng thép truyền lực hình vuông. Thép truyền lực hình thoi so với thép truyền lực hình tròn chi phí giảm là 22%.

Khoảng cách đặt các thanh truyền lực hình thoi cho từng loại bản bê tông đều có khoảng cách dài hơn so với thanh truyền lực hình vuông và thanh truyền lực hình tròn.(Bảng 2.4)

Việc đưa thanh truyền lực hình thoi vào sử dụng rộng rãi cho các bản bê tông, chắc chắn sẽ rất hiệu quả và giảm được nhiều chi phí.

3.4.5 NHỮNG SAI SÓT TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG VÀ SỬ DỤNG Ở VIỆT NAM HIỆN NAY.

- Dùng thép gai làm thanh truyền lực trong bản bê tông sẽ làm mất đi quá trình chuyển vị của thanh truyền lực khi có tải trọng tác động lên, dẫn đến bản bê tông sẽ nhanh bị phá hoại.
- Biện pháp thi công không đảm bảo, dẫn đến thanh truyền lực bị cong, lệch so với phương truyền lực làm mất đi khả năng làm việc của thanh truyền lực, dẫn đến phá hoại bản bê tông.
- Quá trình nghiệm thu tại hiện trường vẫn còn đại khái qua loa, không tuân thủ theo đúng biện pháp thi công của hồ sơ thiết kế.

KẾT LUẬN VÀ HƯỚNG NGHIÊN CỨU TIẾP

* KẾT LUẬN

VỀ MẶT THÍ NGHIỆM:

- Bề rộng mỗi nối nhỏ hơn có thể dẫn đến giảm chuyển vị tương đối của mỗi nối và hiệu quả truyền lực (LTE) cao hơn. Tuy nhiên cần có thêm các thí nghiệm vì kết quả thí nghiệm có sự biến đổi đáng kể do sai số lắp đặt và xây dựng. Điều này kết hợp với với các giá trị đo lường rất nhỏ vì vậy nên có thêm các thí nghiệm.
- Khi bề rộng mỗi nối và khoảng cách thép tấm truyền lực không đổi, bản bê tông dày hơn và thép bản truyền lực dày hơn sẽ giảm chuyển vị tương đối của mỗi nối như dự báo.
- Qui định về hiệu quả truyền lực (LTE) đối với việc sử dụng thép bản truyền lực hình thoi cần thêm các nghiên cứu bổ xung mặc dù mặc dù tất cả các mẫu thí nghiệm đều có LTE thấp hơn qui định của AASHTO. Chuyển vị tương đối của mỗi nối đều nằm trong vùng có thể chấp nhận được.
- Thép bản truyền lực ở cả hai phía của mỗi nối vẫn ở trạng thái làm việc đàn hồi tại tải trọng phá hoại.
- Cơ cấu phá hoại của mỗi nối có dạng hình tháp do lực chọc thủng từ thép bản truyền lực. Có nguy cơ xuất hiện các lỗ rỗng hình thành xung quanh thép bản truyền lực.

VỀ MẶT MÔ HÌNH HÓA MÁY TÍNH

- Mô hình máy tính dự báo kết quả tương đối tốt khi đem so sánh với kết quả thí nghiệm
- Sự phá hoại cắt nghiêng một góc khoảng 45° là dạng phá hoại chính của mỗi nối. Sự phá hoại thường bắt đầu mép của thép bản truyền lực

*** HƯỚNG NGHIÊN CỨU TIẾP**

- Nghiên cứu ảnh hưởng của tải trọng lặp, tải trọng động đối với mối nối.
- Sự làm việc của thép bản truyền lực hình thoi khi bản bê tông có phản lực nền tại mối nối
- Nghiên cứu sự gia cường cốt thép tại khu vực mối nối để nâng cao khả năng chịu tải.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. PGS. TS. Phạm Huy Khang, *Công nghệ thi công mặt đường bê tông xi măng*. 2010: NXB Xây Dựng. 123.
2. PGS. TS. Phạm Huy Khang, *Thiết kế mặt đường bê tông xi măng đường ô tô và mặt đường sân bay*. 2008: NXB Giao Thông Vận Tải. 288.
3. Nguyễn Trường Giang *Tăng cường ứng dụng mặt đường bê tông xi măng trong xây dựng CTGT*. 2013.
4. TS. Đỗ Trọng Quang, *Đề tài luận án: Chuyển vị, biến dạng của mối nối bản bê tông trên mặt nền*.
5. Buch, N.J., *Development of empirical-mechanistic based faulting models in the design of plain jointed concrete pavements*. 1995, Texas A&M University: College Station, Texas, USA. p. 162.
6. Cement and Concrete Association of Australia, *Industrial floors and pavements. Guidelines for design construction and specification, T48*. 1999: NSW, Australia.
7. Dutt, H.H., *Three-dimensional finite cum infinite element analysis of pavement joint for mechanical and environmental loads*. 1992, Illinois Institute of Technology: Illinois, USA. p. 177.
8. Scurto, G., et al., *Cost-effective slab-on-ground*. Concrete International, 2004. **May/2004**: p. Page 65-67.
9. Shoukry, S.N., G.W. William, and M.Y. Riad, *Characteristics of Concrete Contact Stresses in Doweled Transverse Joints*. The International Journal of Pavement Engineering, 2002. **Vol 3**(Issue 2): p. Page 117-129.
10. Teller, L.W. and H.D. Cashell, *Performance of doweled joints under repetitive loading*. Public Roads, 1958. **Vol 30**(Issue 1): p. Page 1-24.
11. Teller, L.W. and E.C. Sutherland, *The structural design of concrete pavements - A study of the structural action of several types of transverse and longitudinal joint designs*. Public Roads, 1936. **Vol 17**(Issue 7): p. Page 143-174.

12. Schrader, E.K., *A solution to cracking and stresses caused by dowels and tie bars*. Concrete International, 1991. **Vol 13**: p. Page 40-45.
13. Sargand, S.M., *Performance of dowel bars and rigid pavement*. 2001: Athens, Ohio. p. 40.
14. Permaban Limited. 2005, <http://www.permaban.com/res/115.pdf>, date accessed 19-1-2005.
15. Danley Construction Products. 2004, <http://danley.com.au/>, date accessed 7 July 2004.
16. PNA Construction Technologies Inc., *Diamond dowel system, tapered plate dowels for formed construction joints*. 2008, http://www.pna-inc.com/products/diamond_dowel/PNA%20Diamond%20Dowel%20System.pdf, date accessed 23 July 2008.
17. Wong, Y.-c. and G. Williams, *Industrial floors and pavements-joint load transfer mechanisms: A practical design approach for plate dowel joints*, in *The 21st Biennial Conference of the Concrete Institute of Australia, Concrete in the Third Millennium*. 2003, Concrete Institute of Australia: Brisbane, Queensland, Australia.
18. ACI 302.1R, *Guide for concrete floor and slab construction*. 2004, American Concrete Institute: Farmington Hills, Michigan.
19. Timoshenko, S. and J.M. Lessels, *Applied Elasticity*. 1925: East Pittsburgh, Pa. : Westinghouse technical night school press.
20. Westergaard, H.M., *Spacing of dowels*, in *Proceedings of the highway research board, 8th annual meeting*. 1928, Highway Research Board. p. Page 154-158.
21. Friberg, B.F., *Design of dowels in transverse joints of concrete pavement*. Transaction, ASCE, 1938. **105**: p. 1076-1116.
22. Friberg, B.F., *Design of dowels in transverse joints of concrete pavement*, in *Research Engineers*. 1938, American Society of Civil Engineers. p. Page 1076-95.

23. Tabatabaie-Raissi, A.M., *Structural analysis of concrete pavement joints*. 1978, University of Illinois: Urbana-Champaign. p. 208.
24. Bradbury, R.D. *Design of joints in concrete pavements*. in *Proceedings of the annual meeting of the highway research board. 12th annual meeting*. 1932.
25. Bush, T.D. and S.M. Mannava, *Measuring the defelected shape of a dowel bar embedded in concrete*. *Experiment Techniques*, 2000. **24**: p. 33-36.
26. Walker, W.W. and J.A. Holland, *Plate dowels for slabs on ground*. *Concrete International*, 1998. **Vol 20**(Issue 7): p. Page 32-35.
27. Vetsa, A., *Performance of doweled concrete joints subjected to fatigue loading*, in *Mechanical and Aerospace Engineering Department*. 2003, West Virginia University: Morgantown, USA. p. 114.
28. Walker, W.W. and J.A. Holland, *Thou shalt not curl nor crack...(hopefully)*. *Concrete International*, 1999. **January**: p. Page 47-53.
29. Tarr, S.M., *Industrial slab on ground joint stability*, in *Concrete repair bulletin*. 2004. p. Page 6-9.
30. Ciolko, A.T., P.J. Nussbaum, and B.E. Colley, *Load Transfer of Dowel Bars and Starlugs*. 1979, Portland Cement Association, Skokie, IL. Construction Technology Labs: Skokie, Illinois. p. 44.
31. AASHTO, *Guide for design of pavement structures*. 1993, Washington DC, USA: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
32. Colley, B.E. and H.A. Humphrey, *Aggregate interlock at joint in concrete pavements*. *Highway Research Record*, 1967. **Vol 189**: p. Page 1-18.
33. Mannava, S.S., T.D. Bush, and A.R. Kukreti, *Load-deflection behavior of smooth dowels*. *ACI Structural Journal*, 1999. **Vol 96**: p. Page 891-898.
34. Shalaby, A., *Laboratory evaluation of concrete-filled GFRP dowels in jointed concrete pavements*. 2004, University of Manitoba: Quebec. p. 10.